Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale,, n. 35 del 11 febbraio 2019 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA **Roma - Lunedì, 11 febbraio 2019** SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 5

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. **7 C.S.LL.PP.**

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

SOMMARIO

**MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI**

CIRCOLARI

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. **7 C.S.LL.PP.**.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

Con decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicato nel supplemento ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* del 20 febbraio 2018, n. 42 è stato approvato l'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità.

Tale aggiornamento costituisce un più avanzato sistema normativo atto a fornire i criteri generali di sicurezza, a precisare le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, a definire le caratteristiche dei materiali ed a trattare gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere, nuove ed esistenti: impostazione condivisa dal mondo accademico, professionale e produttivo-imprenditoriale.

In considerazione del carattere innovativo di detto aggiornamento, si è ritenuto opportuno emanare la presente circolare applicativa che sostituisce la precedente circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, relativa alle norme tecniche approvate con decreto ministeriale 14 gennaio 2008, la quale ha lo scopo di fornire agli operatori del settore, ed in particolare ai progettisti, opportuni chiarimenti, indicazioni ed clementi informativi per una più agevole ed univoca applicazione delle norme stesse.

Pur essendo state apportate numerose e significative modifiche rispetto alla precedente circolare, non è stato cambiato l'impianto generale e l'articolazione del documento e, pertanto, il testo è articolato conformemente alle norme tecniche di cui mantiene la medesima strutturazione in capitoli e paragrafi., al fine di una più agevole consultazione.

La presente circolare è stata sottoposta al parere dell'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è espressa favorevolmente in data 27 luglio 2018, con voto n. 29/2017.

Roma, 21 gennaio 2019

Il Ministro: Toninelli

ALLEGATO

SOMMARIO

CAPITOLO C1 - INTRODUZIONE

CAPITOLO 3 – AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

C3.1.4 SOVRACCARICHI

C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

C3.2 AZIONE SISMICA

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

C3.3 AZIONI DEL VENTO

C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

C3.3.8.1 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

C3.3.8.1.1.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravento

C3.3.8.1.1.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali

C3.3.8.1.2 Coperture piane

CAPITOLO 4 - COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

CAPITOLO 5 - PONTI

C5.1 PONTI STRADALI

C5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

C5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: Q1

C5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

C5.1.3.3.3 Schemi di carico

C5.1.3.3.5 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

C5.1.3.3.5.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

C5.1.3.3.5.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

C5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTI DI VEICOLO IN SVIO: Q8

C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

C5.1.4.6 VERIFICA DELLE AZIONI SISMICHE

C5.1.8 PONTI PEDONALI

C5.1.8.1 MODELLI DINAMICI PER PONTI PEDONALI

C5.2 PONTI FERROVIARI

C5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

C5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

C5.2.2.4.2 Temperatura

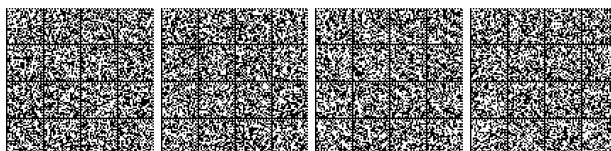
C5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

C5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

C5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

C5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

C5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

CAPITOLO 6 – PROGETTAZIONE GEOTECNICA

C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO

C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE

C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA

C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

C7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

C7.4.2.1 CONGLOMERATO

C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

C7.4.4.1 TRAVI

C7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (res)

CAPITOLO 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI

C8.1 OGGETTO

C8.2 CRITERI GENERALI

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

C8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

C8.5.2 RILIEVO

C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.2.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.5.2.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.3.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.5.3.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

C8.5.4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

C8.5.5 AZIONI

C8.5.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

C8.6 MATERIALI

C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

CAPITOLO 11 – MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE

C11.1 GENERALITÀ

C11.2 CALCESTRUZZO

C11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

C11.2.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE

C11.2.4 PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

C11.2.5 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

C11.2.5.1 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO A

C11.2.5.2 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO B

C11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

C11.2.12 CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI (FRC)

C11.3 ACCIAIO

C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

C11.3.1.1 CONTROLLI

C11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

C11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

C11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

C11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

C11.3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

C11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

C11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

C11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

C11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

C11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

CAPITOLO C1.

INTRODUZIONE

C1.1 LOGICA DELLA NORMA

L'attuale revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) viene alla luce nove anni dopo l'emanazione delle NTC08. Questo lungo lasso di tempo si è reso necessario in considerazione delle importanti novità introdotte dalla precedente normativa, che ha rappresentato un vero e proprio giro di boa rispetto al passato, e per consentire, quindi, ai fruitori di acquisire una consuetudine all'uso e una sensibilità tali da far emergere quegli aspetti meno chiari o controversi che, unitamente al miglioramento delle conoscenze tecniche e scientifiche oltre che all'evoluzione tecnologica, determinano la spinta verso la revisione di un testo normativo.

Pur essendo state apportate numerose e significative modifiche e integrazioni al testo precedente, nell'aggiornare le Norme non è stato cambiato l'impianto generale e l'articolazione del documento.

In effetti, la sismicità del nostro paese, diffusa in tutto il territorio nazionale, e i condizionamenti progettuali connessi con la presenza di azioni sismiche, suggerirebbero l'opportunità di unificare, sintetizzandoli, i contenuti del Capitolo 7 (**Progettazione per azioni sismiche**) con i precedenti Capitoli 4 (**Costruzioni civili e industriali**), 5 (**Ponti**) e 6 (**Progettazione geotecnica**). Ciò nonostante si è realisticamente preferito lavorare solo sui contenuti delle Norme.

Tenuto conto di tutto ciò, con queste note introduttive si intende offrire al progettista una linea guida e rendere univoca l'interpretazione per agevolare l'uso delle Norme, evidenziando all'interno delle stesse quei percorsi logici unitari e unificanti che, non necessariamente, corrispondono alla mera successione dei Capitoli.

Il percorso progettuale, volendolo sintetizzare, può ritenersi articolato nelle fasi della ***concezione***, della ***verifica***, della ***esecuzione*** e del ***controllo***:

- la ***concezione*** è tutta e sola appannaggio della creatività, della competenza tecnica e dell'esperienza del singolo progettista; essa ricade nella sua esclusiva responsabilità, certo non può essere normata;
- la ***verifica***, la ***esecuzione*** e il ***controllo***, invece, ricadono nella sfera delle attività collettive, assumendo l'aspetto di un contratto sociale, di una convenzione che, pur essendo basata su valutazioni scientifiche, giunge a fissare la frontiera tra lecito e illecito, tra accettato e rifiutato.

La normativa, proprio per il suo carattere eminentemente contrattuale e sociale, non si occupa della ***concezione***, ma solo della ***verifica***, della ***esecuzione*** e del ***controllo***.

In questo ambito, certamente più ristretto, dello sviluppo progettuale, assumono importanza preminente, per gli obiettivi innanzi dichiarati, il ***modello di calcolo*** e il ***metodo di analisi***, tenendo presente che le costruzioni civili, rispetto ai prodotti industriali, ad esempio, costituiscono sempre "oggetti unici", cioè "prototipi". Per quest'ultimo motivo è utile identificare e riconoscere, da subito, quegli elementi unificanti, validi cioè per ogni costruzione, necessari per l'individuazione del ***modello di calcolo*** e la scelta del ***metodo di analisi***.

Per ogni costruzione civile il confronto tra capacità e domanda, che la valutazione del livello di sicurezza impone, richiede una quantificazione conseguita attraverso il filtro del ***modello di calcolo*** individuato e del ***metodo di analisi*** prescelto.

La normativa lascia il ***modello di calcolo*** alla sostanziale discrezionalità del progettista, con alcune prescrizioni minime ineludibili. Ai fini della modellazione, quanto prescritto dalle Norme al **§ 6.2.2** (**Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica**) e al **§ 7.2.6** (**Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica**) costituisce certamente un elemento comune a tutte le costruzioni civili.

Passando ai ***metodi di analisi***, le revisionate **NTC** ne consentono più d'uno; ovviamente si dovrà armonizzare il metodo di analisi con le scelte fatte in sede di modellazione. Ai fini della scelta dei metodi di analisi, quanto prescritto dalle Norme al **§ 4.1.1** (**Valutazione della sicurezza e metodi di analisi**), al **§ 6.2.4** (**Verifiche della sicurezza e delle prestazioni**) e al **§ 7.3** (**Metodi di analisi e criteri di verifica**), costituisce un elemento comune a tutte le costruzioni civili.

È dunque utile e opportuno, nelle fasi di modellazione e analisi di una costruzione, considerare insieme, e nell'insieme, i paragrafi innanzi indicati, perseguendo così quell'unitarietà di impostazione che il percorso progettuale delle costruzioni richiede.

Questa unitarietà di impostazione, peraltro - che gli aspetti trattati siano quelli architettonico-distributivi o quelli della meccanica dei terreni, dei materiali e delle strutture o quelli dell'ambiente interno e degli impianti che lo formano e lo controllano - deve essere percepita e tenacemente perseguita fin dalla fase della "***concezione***", che pure esula dall'ambito normativo; solo così, quando dalla ***concezione*** si passerà, rientrando nell'ambito della normativa, alla ***verifica***, alla ***esecuzione*** e al ***controllo,*** si potrà conseguire la desiderata unitarietà.

Un aspetto centrale della modellazione, con evidenti riflessi sulla scelta del metodo di analisi, è la ricerca di una risposta duttile della costruzione e del terreno di fondazione.

Una risposta duttile permette di evitare, per quanto possibile, la formazione di meccanismi parziali; ciò avviene per effetto del comportamento di tipo incrudente positivo proprio di questa risposta, tale cioè da permettere ridistribuzioni delle sollecitazioni e da perseguire, al crescere delle azioni esterne, la formazione di meccanismi globali.

Ovviamente, un sistema duttile, costruzione o terreno che sia, mobilita progressivamente la sua capacità a prezzo di deformazioni crescenti. Ecco dunque l'attenzione delle **NTC** nei riguardi degli stati limite di esercizio, attenzione che si deve trasferire al progettista.

Le considerazioni innanzi espresse evidenziano i limiti concettuali, ai fini della valutazione della duttilità necessaria, delle analisi che fanno riferimento al solo modello di mezzo elastico lineare o al solo modello di mezzo rigido-plastico, mentre tale obiettivo è perseguibile con modelli non lineari, in grado di descrivere adeguatamente il comportamento duttile di una costruzione. Il riferimento a modelli non lineari e a comportamento elastoplastico incrudente è ormai consolidato nell'ingegneria strutturale e geotecnica e i metodi di analisi che incorporano questi modelli sono ormai implementati in programmi di analisi di ampia diffusione. Peraltro il metodo di analisi più diffuso rimane quello che modella le strutture come elastiche lineari, eventualmente tenendo conto dei così detti effetti del 2° ordine mediante matrici di rigidezza geometriche. La dimestichezza che con esso hanno i progettisti, unita all'indubbia facilità d'uso, hanno fatto sì che le revisionate **NTC** lo utilizzino sistematicamente, favorendone l'adozione anche in presenza di azioni dinamiche di forte entità (il sisma eccezionale) e di comportamenti dei materiali fortemente non lineari per eccesso di deformazione, oltre che di tensione.

Da un lato, dunque, modello di analisi elastico lineare, dall'altro materiale deformato fortemente, ben oltre il limite elastico; questa evidente contraddizione ha motivazioni precise che è bene ricostruire.

Nella continua ricerca di soluzioni sicure e più economiche, l'ingegneria civile è stata, di necessità, costretta a spingersi nel campo delle deformazioni plastiche, cercando nella plasticità e nella riduzione di rigidezza che essa comporta un modo per favorire la naturale ridistribuzione della domanda sia sulla singola sezione e sulla singola membratura, sia sull'intera costruzione; un modo, dunque, per conseguire costruzioni ad un tempo più sicure e più economiche.

Tale processo ha interessato, negli anni, dapprima la sezione e immediatamente dopo l'intera costruzione, sostanziandosi nelle metodologie tipiche dell'analisi limite (analisi plastica) e dell'analisi non lineare. Nello specifico, si è passati: per la sezione, dal valutare la capacità riferendosi alle tensioni (metodo delle tensioni ammissibili, non più ammesso dalle revisionate **NTC**) al valutarla riferendosi alle resistenze (metodo a rottura), per la costruzione, dal valutare la domanda con analisi lineari elastiche al valutarla con analisi plastiche o non lineari.

A questo punto, è bene precisare che la ricerca di duttilità non è confinata ai casi in cui l'azione sismica sia dimensionante, anzi essa è basilare, in tutte le altre situazioni di carico, per conseguire la robustezza, ovvero la "*capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali …*" e di eventuali errori di progettazione o di esecuzione.

Le accortezze costruttive, utili per conseguire sezioni, elementi, collegamenti, strutture duttili (indipendentemente dalla duttilità intrinseca del materiale impiegato), si possono dunque utilizzare sistematicamente, qualunque sia l'azione che produce la domanda; in particolare la progettazione in capacità e i particolari costruttivi illustrati nel Capitolo 7 migliorano il comportamento locale e d'insieme anche in presenza di azioni gravitazionali o di azioni eccezionali.

In tal senso sono utilmente generalizzabili la distinzione tra sezioni, elementi, collegamenti a comportamento fragile e a comportamento duttile e le accortezze finalizzate ad accoppiare correttamente gli uni con gli altri e a conseguire un comportamento duttile sia locale sia globale, evitando i collassi locali.

L'ampia messe di dati sperimentali resasi disponibile, evidenziando la sostanziale aleatorietà dei parametri che caratterizzano sia i materiali sia le azioni, ha poi costretto a trattare il problema della sicurezza in termini probabilistici, sempre, indipendentemente dal metodo d'analisi adottato.

La sicurezza viene valutata, come recita il **§ 2.1. "Principi fondamentali**", riferendosi a precisi **S**tati **L**imite, sia **U**ltimi (**SLU**) sia di **E**sercizio (**SLE**), : "*La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4*"; il "mancato superamento di uno stato limite" ("verifica") è immediatamente deducibile dalla definizione stessa dello stato limite.

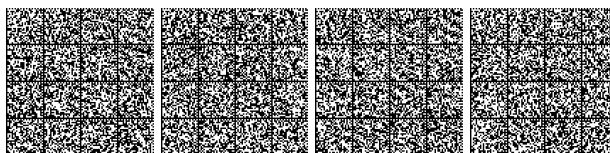
Per alcuni degli **S**tati **L**imite **U**ltimi (**SLU**) si prefigura la necessità di cogliere il comportamento d'insieme della costruzione al di là del limite elastico; ciò avviene per gli Stati Limite Ultimi:

a. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
b. raggiungimento di una condizione di cinematismo;

per la verifica dei quali si deve ricorrere o ad un modello plastico o ad un modello non lineare. È evidente, infatti, che un modello elastico lineare non sempre consente di leggere il raggiungimento della massima capacità d'insieme o il manifestarsi di una condizione di cinematismo e, dunque, non sempre consente di progettare sfruttando a pieno la capacità della costruzione.

Da tale constatazione scaturisce l'abbinamento tra analisi elastica lineare e verifica della sezione effettuata accettando che il materiale si deformi fortemente, ben oltre il limite elastico, con la evidente contraddizione prima segnalata.

Volendo effettuare un'analisi elastica lineare e non potendo "verificare" gli stati limite d) ed e) si rinuncia a utilizzare, consapevolmente e totalmente, la capacità d'insieme della costruzione (seguendone l'evoluzione al crescere della domanda) e ci si limita a sfruttare, cautelativamente e a favore di sicurezza, la capacità delle singole sezioni.

Come necessariamente avviene, a fronte di un metodo di "verifica" che opera a favore di sicurezza, la struttura finisce per avere un eccesso di capacità (sovracapacità) rispetto alla capacità minima ammessa. La significativa sovra capacità conseguita valutando la domanda con un'analisi elastica lineare e verificando le sezioni a rottura si può leggere, con un'analisi plastica o non lineare, seguendo la domanda e la sua evoluzione al plasticizzarsi delle sezioni.

L'istanza a conseguire strutture sicure ma più economiche spinge, peraltro, a contenere il più possibile tale sovra capacità; a tal fine le revisionate **NTC** impiegano la ridistribuzione.

In particolare, come recita il **§ 4.1.1.1** "**Analisi elastica lineare**" e come si può fare per qualunque materiale e qualunque azione: *"... OMISSIS … Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue, le travi di telai in cui possono essere trascurati gli effetti del secondo ordine e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0."*

La ridistribuzione è un'applicazione semplificata dell'analisi plastica che permette di sfruttare, almeno in parte, la duttilità disponibile. L'entità delle sollecitazioni da ridistribuire è lasciata alla scelta del progettista, con un limite superiore fissato al 30%; l'applicazione al modello delle aliquote di sollecitazione da ridistribuire (cambiate di segno) consente di determinare, con un'analisi elastica lineare, le variazioni della domanda. La ridistribuzione, formulata nel Capitolo 4 per le costruzioni con struttura di c.a., può essere estesa a costruzioni in altri materiali o ad azioni diverse dalle azioni gravitazionali (in particolare le azioni sismiche) semplicemente adattando i limiti propri della ridistribuzione al materiale e all'azione considerati.

Tutte le precedenti considerazioni si riferiscono, evidentemente, alle nuove costruzioni, ma l'unità e la completezza del percorso progettuale, inteso come percorso obbligato, valgono anche per le costruzioni esistenti (Capitolo 8). Un'analisi critica consentirà di cogliere meglio la sostanziale coerenza esistente tra progettazione del nuovo e progettazione di interventi sull'esistente.

Centralità del modello di calcolo, capacità e domanda definite in termini sia tensionali sia estensionali, importanza della duttilità e attenzione ai modi per conseguirla (la progettazione in capacità), metodi di analisi, sostanziale preferenza attribuita all'analisi lineare elastica, verifica in termini di stati limite, ridistribuzione, sono ancora dati unificanti, validi sia per progettare le nuove costruzioni, sia per contribuire all'identificazione delle criticità delle costruzioni esistenti e per definire i relativi interventi.

La principale differenza tra costruzioni nuove e costruzioni esistenti è rappresentata, in termini progettuali, dalle peculiarità e dalle problematiche connesse alla loro conoscenza.

Per le nuove costruzioni la conoscenza è analitico-previsionale (legata allo stato di progetto e alle caratteristiche meccaniche dei materiali realmente prodotti e impiegati, con una relativa attenzione a come i vari elementi sono organizzati tra loro, in quanto tale organizzazione è fissata/garantita dal progetto, a meno di grossolani errori di ideazione o di esecuzione).

Per le costruzioni esistenti la conoscenza è sintetico-consuntiva (legata allo stato di fatto, con una relativa attenzione alle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati che, entro certi limiti, sono conoscibili e valutabili, e un'attenzione particolare al modo nel quale le diverse membrature sono articolate tra loro, meccanicamente e temporalmente, e a come, di conseguenza, interagiscano).

Tale peculiare distinzione conoscitiva tra costruzioni nuove e costruzioni esistenti non era ben evidenziata dalla precedente versione della Norma (in particolare dalla sua circolare attuativa).

Nell'approccio classico alla teoria della sicurezza le incertezze intrinseche nel modello di calcolo vengono accorpate con le incertezze sulle azioni (si veda al riguardo il § 6.3.2. dell'EN1990). Accade così che l'incertezza intrinseca del modello sfumi nelle incertezze proprie delle azioni, scomparendo spesso dalla comune consapevolezza. Conseguentemente il modello diviene, per chi lo definisce, estraneo al controllo delle incertezze, laddove invece, specie per le costruzioni esistenti, è il loro principale contenitore.

Recuperare l'incertezza del "livello di conoscenza" propria del modello di calcolo (incertezza usualmente espressa attraverso un coefficiente moltiplicativo dell'azione) ricorrendo soltanto a un coefficiente riduttivo della resistenza dei materiali può enfatizzare eccessivamente l'importanza delle indagini sui materiali, che restano comunque indispensabili.

Ciò porta talvolta a sottostimare l'importanza delle indagini relative ai dettagli costruttivi, alla connessione dei vari elementi tra loro, alle loro modalità di interazione e di collasso; questi elementi sono invece fondamentali per identificare le criticità presenti e irrinunciabili per individuare il modello di calcolo globale (che descrive il comportamento d'insieme della costruzione) e i modelli di calcolo dei meccanismi di collasso locali.

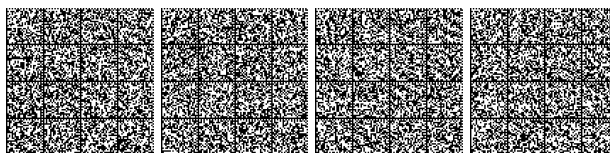
A conferma di ciò, il **§ 8.5.4. "Livelli di conoscenza e fattori di confidenza"** recita:" *Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive…, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.*

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente: LC1; LC2; LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili."

Come si vede, le revisionate **NTC** sono esplicite in merito a quali siano le indagini da compiere ovvero quelle finalizzate a far emergere eventuali criticità presenti e a individuare i vari modelli di calcolo necessari per descrivere comportamenti globali e locali.

D'altra parte, mentre è agevole quantificare in termini di numerosità e di distribuzione i prelievi dei materiali e le relative prove meccaniche, è estremamente difficile definire "*livelli di conoscenza e fattori di confidenza*" associati all'effettivo comportamento della

costruzione. Ancor più complesso è poi individuare le tipologie di elementi costruttivi che condizionano, positivamente o negativamente, tale comportamento, specie se sono interagenti e combinate nei modi più vari. Non è possibile, infatti, un confronto diretto tra le varie tipologie di elementi costruttivi rilevabili su una costruzione esistente e le prescrizioni tecnico-costruttive che la Norma impone alle nuove costruzioni e che consentono, per queste, un immediato giudizio di accettabilità.

Tuttavia, proprio dalla mancata conoscenza del comportamento delle costruzioni esistenti derivano prevalentemente i risultati non sempre soddisfacenti che gli interventi possono produrre.

La sostanziale unitarietà del processo progettuale, purché la conoscenza sia quella effettivamente necessaria nel senso prima evidenziato, non è compromessa neppure dai vincoli di carattere storico, artistico o ambientale che spesso caratterizzano le costruzioni esistenti.

Le costruzioni storiche, giunte a noi attraversando i secoli, sono frutto di lunghi e complessi processi di trasformazione, adattamento, danneggiamento e riparazione/ricostruzione (anche a seguito di terremoti di intensità non inferiore a quella che, di norma, ha una limitata probabilità di verificarsi durante la "vita utile" di una nuova costruzione); ogni volta si è intervenuti con i metodi di cui la tradizione costruttiva del tempo e del luogo disponeva (non necessariamente analitici, ma non per questo meno efficaci e determinanti). In questo contesto sono maturate le condizioni per cui i tentativi di migliorare il rapporto capacità/domanda modificando il comportamento delle costruzioni esistenti hanno prodotto risultati non sempre soddisfacenti.

Approcci progettuali basati invece sul riconoscimento, mediante adeguati e rigorosi processi di conoscenza, di tutti i possibili fattori di vulnerabilità di una costruzione storica e su interventi volti a ridurli, se non del tutto eliminarli, modificando il meno possibile il comportamento strutturale della costruzione esistente, sono non solo più rispettosi dei criteri di conservazione di valori storico-artistici, ma anche più affidabili ed efficaci dal punto di vista della sicurezza strutturale, come evidenziato anche dalle esperienze maturate in occasione dei più recenti terremoti.

Stabilito un ordine di priorità in merito ai vincoli da rispettare e dunque delimitato in modo chiaro, in forza della conoscenza effettivamente disponibile, il campo dei possibili/desiderabili interventi, anche per il costruito si procederà nei modi già illustrati per le nuove costruzioni e perseguendo le stesse finalità.

Peraltro, quanto ai livelli di sicurezza minimi da garantire, si consentirà al costruito di averli minori di quelli imposti al nuovo perseguendo dunque, almeno nei casi in cui siano dimensionanti le azioni sismiche, il rafforzamento o il miglioramento piuttosto dell'adeguamento, che verrà limitato alle situazioni in cui è obbligatorio per norma. Tale scelta articolata dei livelli di sicurezza riguarda sia le azioni sismiche sia le azioni gravitazionali, per le quali è possibile riferirsi sia ai carichi permanenti effettivamente presenti (quali individuati a seguito delle indagini condotte) sia a carichi variabili ridotti, accettando restrizioni d'uso.

Infatti, al **§ 8.3 "Valutazione della sicurezza"** si legge: "*Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.*

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{V,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione."

La diversità di trattamento tra nuovo ed esistente (sull'intero territorio nazionale) è motivata dalla volontà di perseguire, in un regime di risorse limitate, la massima riduzione possibile del rischio sismico medio. Così facendo si interviene, a parità di risorse pubbliche impiegate, su un numero di costruzioni esistenti molto maggiore di quello che si avrebbe allineando la sicurezza minima dell'esistente a quella del nuovo.

Il vantaggio che la collettività ne consegue in termini di riduzione di morti, feriti e danni è evidente.

In particolare, senza intervenire a livello globale e con interventi economicamente modesti, si possono eliminare criticità, per lo più locali, capaci di originare meccanismi di collasso anche rilevanti. Dunque, per una riduzione del rischio diffusa, l'eliminazione programmata di modeste criticità può costituire una strategia d'intervento ragionevole ed economicamente sostenibile.

Alla luce di tutte le considerazioni precedenti e dell'obiettivo perseguito (agevolare l'uso delle revisionate **NTC** rendendone univoca l'interpretazione) si può dunque confermare una chiave di lettura improntata all'unitarietà e alla completezza del percorso progettuale, inteso come percorso obbligato, qualunque siano la costruzione, il materiale e l'azione considerati e indipendentemente dal fatto che ci si riferisca ad una costruzione nuova o ad una esistente.

C1.2 ORGANIZZAZIONE DELLA NORMA E DELLA CIRCOLARE

Venendo ora all'organizzazione delle **NTC**, esse risultano così articolate:

Premessa

1. Oggetto della norma
2. Sicurezza e prestazioni attese

3. Azioni sulle costruzioni
4. Costruzioni civili e industriali
5. Ponti
6. Progettazione geotecnica
7. Progettazione in presenza di azioni sismiche
8. Costruzioni esistenti
9. Collaudo statico
10. Norme per le redazioni dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo
11. Materiali e prodotti per uso strutturale
12. Riferimenti tecnici

In particolare:

Il **Capitolo 2** individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli **S**tati **L**imite **U**ltimi (**SLU**) e gli **S**tati **L**imite di **E**sercizio (**SLE**) per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere; introduce, inoltre, i concetti di Vita nominale di progetto e Classi d'uso; classifica, infine, le possibili azioni agenti sulle costruzioni ed indica le diverse combinazioni delle stesse e le verifiche da eseguire.

Il **Capitolo 3** codifica i modelli per la descrizione delle azioni agenti sulle strutture (pesi e carichi permanenti, sovraccarichi variabili, azione sismica, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura, azioni eccezionali).

Il **Capitolo 4** tratta le diverse tipologie di costruzioni civili ed industriali in funzione del materiale utilizzato (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, altri materiali).

Il **Capitolo 5** disciplina i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari. Per i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, definisce le diverse possibili azioni agenti, con i diversi schemi di carico per quanto attiene le azioni variabili da traffico. Per i ponti ferroviari particolare attenzione è posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni sono, poi, fornite per le verifiche, sia agli **SLU** che agli **SLE**.

Il **Capitolo 6** tratta il problema della progettazione geotecnica distinguendo, in particolare, il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

Nell'articolazione del progetto vengono introdotte, distintamente, la modellazione geologica e la modellazione geotecnica del sito i cui metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati, rispettivamente, nella "relazione geologica" e nella "relazione geotecnica". Dopo le indicazioni relative alle verifiche agli stati limite, si fa un breve ma significativo cenno al metodo osservazionale ed al monitoraggio del complesso opera-terreno. È introdotto, infine, un importante paragrafo sui tiranti di ancoraggio, con le relative verifiche, regole di realizzazione e prove di carico.

Il **Capitolo 7** tratta la progettazione in presenza di azioni sismiche ed introduce un importante paragrafo riguardante esplicitamente i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture, per la evidente riconosciuta importanza che assume nella progettazione la corretta modellazione delle strutture, anche in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo. Nel paragrafo inerente i metodi di analisi ed i criteri di verifica, viene opportunamente trattata, accanto a quella lineare, l'analisi non lineare. Sono, poi, fornite le disposizioni per il calcolo e le verifiche delle diverse tipologie di strutture (cemento armato, acciaio, miste acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, ponti, opere e sistemi geotecnici).

Il **Capitolo 8** affronta il delicato problema delle costruzioni esistenti; dopo i criteri generali sulle diverse tipologie di edifici e le variabili che consentono di definirne lo stato di conservazione, introduce la distinzione fondamentale dei tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati su una costruzione esistente:

- *riparazioni o interventi locali,* che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.
- *interventi di miglioramento,* atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;

– *interventi di adeguamento,* atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;

Un ulteriore importante paragrafo riporta le disposizioni per la progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche nelle diverse tipologie di edifici.

Il **Capitolo 9** riporta le prescrizioni generali relative al collaudo statico delle opere e le responsabilità del collaudatore. Indicazioni sono fornite sulle prove di carico, con particolare attenzione alle prove di carico su strutture prefabbricate e ponti.

Il **Capitolo 10** tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo, un paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il **Capitolo 11** completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia.

Il **Capitolo 12** infine, segnala a titolo indicativo, alcuni dei più diffusi documenti tecnici che possono essere utilizzati in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle norme in esame e per quanto con esse non in contrasto.

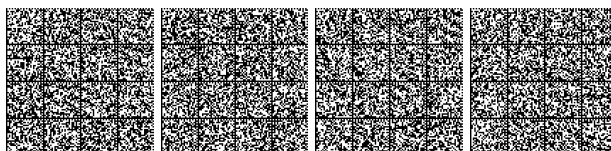
Nel seguito del presente documento sono riportate specifiche istruzioni per la corretta applicazione delle norme, al fine di facilitarne l'utilizzo da parte dei soggetti interessati a qualunque titolo (tecnici progettisti, direttori dei lavori e/o collaudatori, imprese, produttori, enti di controllo, ecc.), nonché, ove considerato utile a tale scopo, le principali innovazioni delle **NTC** medesime.

Si ripercorrono, quindi, i paragrafi delle **NTC** che si è ritenuto di dover in qualche modo integrare seguendo, per maggior chiarezza espositiva e di lettura, la medesima numerazione delle **NTC**, ma con l'aggiunta della lettera **C** (Circolare). Qualora un paragrafo non sia presente nelle NTC, la numerazione loro attribuita prosegue quella utilizzata nel testo delle **NTC**, ma sempre con l'aggiunta della lettera **C**.

Anche alle formule, figure e tabelle riportate solo nel presente documento viene data una numerazione preceduta dalla lettera **C**, della quale sono prive se compaiono anche nelle **NTC**.

Per i riferimenti al testo delle **NTC**, il relativo numero di paragrafo è generalmente seguito dalle parole "delle **NTC**".

La comprensione e la corretta applicazione di alcuni aspetti potrebbe trarre un apprezzabile beneficio dall'approfondimento e dall'esemplificazione. Pertanto, in questa Circolare, alcuni aspetti sono stati presentati con un approccio più didascalico. Per una migliore corrispondenza tra Norma e Circolare, tuttavia, l'approfondimento e l'esemplificazione di questi stessi aspetti è approfondita a piè di pagina.

Le previsioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni sono da ritenersi coordinate con ed integrate da tutte le vigenti disposizioni primarie e secondarie disciplinanti il settore delle costruzioni, ivi incluse quelle che disciplinano la loro progettazione nonché le relative competenze professionali. Analogamente, i diversi Capitoli ed i singoli paragrafi delle Norme Tecniche per le Costruzioni, e di questa Circolare, sono da ritenersi tra loro reciprocamente integrati, tanto ed in quanto le rispettive disposizioni non si pongano in contrasto oppure sia diversamente disposto in maniera espressa.

CAPITOLO C2.

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

C2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Nel Capitolo 2 delle NTC sono illustrati i principi fondamentali per la progettazione strutturale, alla base delle disposizioni applicative trattate nei Capitoli successivi. L'impostazione scientifica e le modalità della trattazione sono state rese il più possibile coerenti con il formato degli Eurocodici, ai quali è possibile fare riferimento per gli eventuali necessari approfondimenti.

Il metodo di riferimento per la verifica della sicurezza è quello semiprobabilistico agli Stati Limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali; è stato definitivamente eliminato ogni riferimento al metodo alle tensioni ammissibili. Ovviamente, nel caso di valutazioni di sicurezza di strutture esistenti, laddove si ricorra al "progetto simulato" è ammesso il ricorso ai metodi di verifica previsti all'epoca del progetto originario.

Le NTC prescrivono che le costruzioni posseggano requisiti di:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)
- sicurezza antincendio
- durabilità
- robustezza.

Sui requisiti inerenti la sicurezza per gli stati limite ultimi, di esercizio e per la sicurezza antincendio è sostanzialmente mantenuta l'impostazione delle precedenti NTC.

Ferme restando le procedure autorizzative previste per le parti strutturali, viene precisato che i componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma nei casi in cui il loro eventuale cedimento sia causa di conseguenze non trascurabili per la sicurezza, debbano essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni previste per gli elementi a carattere propriamente strutturale.

In ordine ai requisiti di durabilità, la norma, oltre a prevedere, ove possibile, verifiche specifiche per i diversi materiali, tali da garantire indirettamente l'ottenimento del livello di durabilità prescritto, individua al § 2.2.4 possibili strategie da seguire, sia in fase di progettazione, sia in fase di esercizio della costruzione, per limitare il degrado dei materiali per uso strutturale entro limiti accettabili.

Rispetto alle precedenti NTC, al § 2.2.5 viene, poi, approfondito il tema della robustezza strutturale, essendo fornite alcune strategie progettuali per il conseguimento di tale requisito, in relazione all'uso previsto per la costruzione.

Per le opere esistenti, rimandando per maggiori dettagli al Capitolo 8, si precisa che è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi, prescindendo dagli stati limite di servizio.

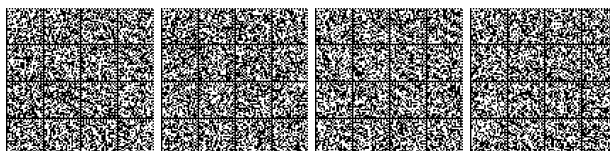
Al proposito, è necessario osservare che in pratica possono presentarsi casistiche molto diverse, e che occorre distinguere gli effetti delle azioni sismiche da quelli delle azioni non sismiche. Le diverse casistiche che possono presentarsi nella pratica sono sostanzialmente riconducibili alle seguenti:

a) costruzioni soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti per azioni ambientali non sismiche, nelle quali i livelli di sicurezza si riducano al disotto dei limiti ammessi per effetto di modifiche normative dei valori delle azioni (quali, ad esempio, aumento del carico neve, modifica dell'azione del vento ecc.) o delle modalità di verifica (es: valutazione del taglio resistente negli elementi strutturali di c.a., ecc.);
b) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche di origine gravitazionale;
c) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni non sismiche agenti in direzione orizzontale;
d) costruzioni non soddisfacenti i livelli di sicurezza previsti da norme, sia previgenti, sia in vigore, per azioni sismiche.

Nel caso a) se il livello di sicurezza attuale può essere considerato accettabile, non è necessario intervenire; nel caso b) è necessario intervenire, conformando i carichi gravitazionali nelle zone oggetto di intervento a quelli previsti dalle NTC, con le modalità indicate nel Capitolo 8; nei casi c) e d) si deve operare, in accordo con quanto previsto nel Capitolo 8, in funzione della classificazione dell'intervento. Si segnala che nei casi c) e d) l'intervento è necessario soltanto quando si ricada in una delle tre categorie d'intervento previste nel Capitolo 8 delle norme: intervento locale o riparazione, miglioramento, adeguamento.

C2.2 REQUISITI DELLE OPERE STRUTTURALI

C2.2.5 ROBUSTEZZA

Il requisito della robustezza è inteso come la "*capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti*" e, più in generale, rispetto a qualsiasi evento di carattere eccezionale, che possa causare il collasso di una parte limitata dell'organismo strutturale. Le misure che possono essere adottate a tal fine nella progettazione sono legate

all'uso previsto della costruzione e alle conseguenze del suo eventuale collasso. L'effettivo livello di robustezza di una costruzione dipende anche, ed in modo non trascurabile, dalle peculiarità del progetto, ed è estremamente complesso da quantificare attraverso prescrizioni progettuali, unicamente riconducibili a verifiche numeriche; esso attiene, più in generale, alla corretta concezione dell'organismo strutturale e dei suoi dettagli costruttivi.

In via generale la progettazione delle costruzioni condotta secondo le prescrizioni contenute nelle NTC, tenuto conto dei criteri di progettazione per le azioni sismiche, garantisce il conseguimento di livelli di robustezza che possono essere ritenuti, in generale, soddisfacenti. Per costruzioni di particolare importanza o complessità strutturale o, laddove ritenuto necessario, anche in relazione alle specificità del progetto, il livello di robustezza potrà essere incrementato attraverso l'adozione di motivate strategie progettuali tra quelle elencate al § 2.2.5, che possono essere combinate tra loro.

Le verifiche per le azioni eccezionali riferite a scenari di rischio prevedibili in sede di progetto fanno parte del complesso delle misure da adottare per il conseguimento della robustezza.

C2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Le NTC si fondano sui criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, che è applicabile nella generalità dei casi.

Per opere di particolare importanza, oltre al metodo semiprobabilistico, possono essere utilizzati anche metodi di livello superiore, sulla base di indicazioni contenute in documenti di comprovata validità, di cui al Capitolo 12 delle NTC. Appare utile sottolineare come l'implementazione di questi ultimi metodi richieda la dimostrazione di specifiche competenze, nonché della disponibilità di dati sufficienti per l'adeguata modellazione probabilistica delle variabili in gioco, essendo i risultati di tali analisi largamente influenzati dalle ipotesi assunte alla base delle verifiche stesse.

Qualora venga fatto ricorso a metodi di livello superiore, è necessario che i risultati ottenuti siano verificati anche a mezzo di analisi di sensitività volte a determinare l'influenza delle assunzioni di calcolo sui risultati stessi. In relazione al controllo delle assunzioni di calcolo e dei risultati ottenuti, si richiama la valutazione indipendente del calcolo prevista al §10.2.2 delle NTC.

C2.4 VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

C2.4.1 VITA NOMINALE DI PROGETTO

Al punto 2.4.1 delle norme, anche ai fini delle verifiche sismiche, è definita la "vita nominale di progetto" di un'opera, V_N, che è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e manutenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per i quali è stata progettata.

Le opere sono classificate in tre differenti categorie, per ciascuna delle quali viene fissato il valore minimo di V_N: 10 anni per le strutture temporanee e provvisorie e quelle in fase di costruzione, 50 anni per le opere con livelli di prestazione ordinari, 100 anni per le opere con livelli di prestazione elevati.

V_N, è dunque il parametro convenzionale correlato alla durata dell'opera alla quale viene fatto riferimento in sede progettuale per le verifiche dei fenomeni dipendenti dal tempo, (ad esempio: fatica, durabilità, ecc.), rispettivamente attraverso la scelta ed il dimensionamento dei particolari costruttivi, dei materiali e delle eventuali applicazioni di misure protettive per garantire il mantenimento dei livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti.

Il periodo di ritorno dei sovraccarichi e delle azioni climatiche agenti sulla costruzione non è correlato alla vita nominale di progetto dell'opera, essendo i livelli di affidabilità regolati dalla combinazione dei coefficienti parziali γ_F, calibrati per essere utilizzati congiuntamente ai valori caratteristici delle azioni stesse. Questi ultimi sono definiti indipendentemente dalla vita nominale attesa per la costruzione con un preassegnato periodo di ritorno (a titolo esemplificativo: 50 anni per le azioni ambientali, 1000 anni per le azioni da traffico, vedasi § 2.5.2).

Quale eccezione alla invariabilità del periodo di ritorno delle azioni di natura climatica, per le sole verifiche nelle fasi costruttive, si può fare riferimento a periodi di ritorno ridotti delle azioni stesse, così come specificato ai §§ 3.3, 3.4 e 3.5.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica agente sulla costruzione, invece, è funzione anche della vita nominale della costruzione, oltre che della classe d'uso, del tipo di terreno e della pericolosità del sito.

E' ragionevole attendersi che i dettagli dimensionali volti a garantire una maggiore durabilità producano, in generale, anche un incremento della sicurezza della costruzione. Ciò avviene anche per quanto attiene la capacità nei confronti dell'azione sismica, visto che per garantire una maggiore durabilità si progetta con un'azione sismica più grande.

L'adozione di una Vita nominale superiore al valore minimo indicato per ciascun livello di prestazione, infatti, conduce ad una costruzione dotata di una maggiore capacità resistente alle azioni sismiche che, conseguentemente, subirà danni minori e, quindi, minori costi di manutenzione per la riparazione del danno prodottosi.

Il livello di prestazione è cosa diversa dalla classe d'uso che, invece, definisce i livelli minimi di sicurezza differenziati in relazione alla funzione svolta nella costruzione e, pertanto, alle conseguenze che ne derivano in caso di fallimento.

Il livello di prestazione rispetto alla durabilità da fornire alla costruzione dovrà perciò scaturire da una valutazione tecnico-economica che il Committente stabilirà a seguito di un'opportuna interazione con il progettista, ed è disgiunta dalle indicazioni che la norma fornisce per individuare la classe d'uso da attribuire.

Con riferimento alle costruzioni non temporanee, ferma restando la facoltà di garantire una maggiore durabilità adottando valori della Vita nominale maggiori di 50 anni nella progettazione di nuove costruzioni o di interventi sulle costruzioni esistenti, quando si valuta la sicurezza di un'opera esistente rispetto alle azioni sismiche si farà riferimento alla vita nominale di 50 anni. Tale valore, infatti, è rappresentativo del livello di sicurezza minimo richiesto dalla norma nei confronti delle azioni sismiche e assicura la confrontabilità dei risultati ottenuti per diverse costruzioni, indipendentemente dal livello di durabilità che si sarà inteso adottare sulla specifica costruzione.

L'effettiva durata del periodo d'uso di una costruzione esce dalle possibilità di previsione progettuali, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista; inoltre, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto e ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una vita effettiva molto maggiore della vita nominale di progetto quantificata nelle norme.

Va rilevato che i livelli di affidabilità, funzionalità e durabilità richiesti sono maggiori dei livelli minimi accettabili, e sono tali da far sì che l'inevitabile degrado che si verifica nel tempo non comporti riduzioni inaccettabili dei predetti livelli.

Pertanto, nelle previsioni progettuali, se le condizioni ambientali e d'uso si mantengono, nel corso di V_N, nei limiti previsti, sarà possibile utilizzare l'opera senza interventi significativi di riparazione o di manutenzione straordinaria. Peraltro, una volta effettuati detti interventi, la vita nominale di progetto originaria sarà sostanzialmente ripristinata, cosicché risulta possibile che grazie a interventi successivi, la vita effettiva della costruzione possa essere molto maggiore della vita nominale di progetto. La vita nominale di progetto viene così a perdere ogni connotazione di carattere "biologico", perché essa sostanzialmente si rinnova a seguito degli interventi di riparazione o di manutenzione straordinaria.

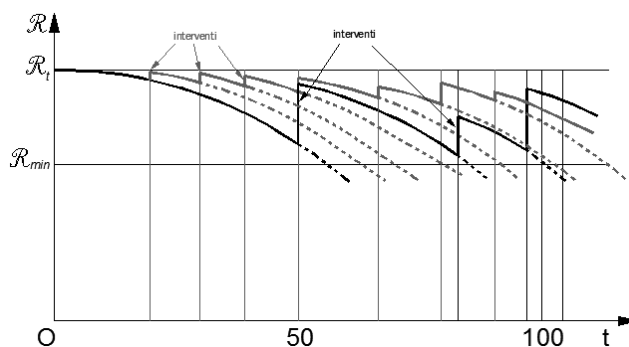



Fig. C.2.1 – *Evoluzione dell'affidabilità strutturale e del periodo di vita nominale in funzione delle strategie d'intervento*

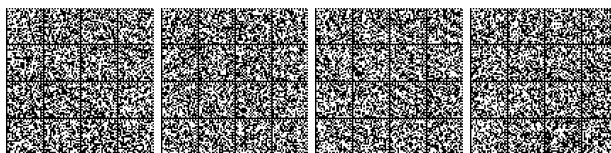
Va anche segnalato, come sintetizzato nella figura C.2.1, che non è necessario concentrare gli interventi al termine di V_N, perché sono possibili anche strategie d'intervento alternative, che prevedono interventi più contenuti e più ravvicinati nel tempo.

Va ancora rilevato che costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate e riutilizzate non sono da considerarsi temporanee e vanno classificate, ai fini della determinazione della vita nominale, come opere con livelli di prestazione ordinari ($V_N \geq 50$ anni) o elevati ($V_N \geq 100$ anni).

Con riferimento alla tabella 2.4.I si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003, il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza ai fini della protezione civile per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

C2.4.2 CLASSI D'USO

Le quattro classi d'uso definite al § 2.4.2 delle **NTC** corrispondono, a meno di alcune limitate modifiche delle definizioni necessarie per il loro adattamento alla realtà nazionale, alle classi di importanza di cui al § 4.2.5 della UNI EN 1998-1; a queste ultime la norma europea fa corrispondere dei coefficienti d'importanza analoghi, per significato, ai coefficienti d'uso della NTC, ma diversi da essi in termini di utilizzo e valori.

In ordine al corretto inquadramento delle opere di ingegneria civile nelle classi d'uso III e IV, fatto salvo quanto esplicitamente indicato nel testo del § 2.4.2 delle **NTC** nel merito di strade, ferrovie e dighe, si richiama quanto specificato nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003.

Più in particolare, detto Decreto individua, tra le opere di competenza statale, gli edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso e, che quindi, sono compresi nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi e gli edifici e le opere infrastrutturali, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, che risultano compresi nella classe IV, in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.

Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 "*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*" e ss.mm.ii.

C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale V_N (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione C_U ($V_R = V_N \cdot C_U$), riveste notevole importanza, in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

In particolare la tabella mostra i valori di V_R corrispondenti ai valori di V_N che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3); valori di V_N intermedi tra detti valori di frontiera (e dunque valori di V_R intermedi tra quelli mostrati in tabella) sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'Allegato A alle **NTC**.

Tabella C2.4.I. - *Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U*

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Per i fini delle Norme Tecniche delle Costruzioni, le attività a rischio di incidente rilevante sono quelle effettuate in stabilimenti nei quali le sostanze pericolose sono presenti in quantità pari o superiori alle quantità elencate nella colonna 2 della parte 1 o nella colonna 2 della parte 2 dell'allegato 1 al decreto Legislativo 26 giugno 2015, n.105.

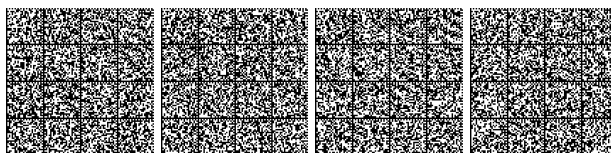
Per le strutture il cui collasso può dar luogo ad incidente rilevante si adotteranno i seguenti valori di coefficienti d'uso:

- $C_u > 2$ per attività a rischio di incidente rilevante per i quali risultano essere presenti scenari incidentali con impatto all'esterno dell'attività stessa (sezione L dell'allegato 5 al D. Lgs 105/2015) con categorie di effetti di inizio letalità ed elevata letalità. I valori di soglia da prendere in considerazione per tali categorie di effetti sono quelli indicati nella tabella 2 del punto 6.2 del decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 9 maggio 2001. In attesa di più specifiche successive indicazioni normative è possibile assumere cautelativamente $C_u = 2,5$.
- $C_u = 2$ per tutti gli altri casi;

Tale valore si intende riferito ad attività, che per il loro elevato contenuto tecnologico sono soggette ad aggiornamento e rinnovamento costruttivo tale da determinare una vita nominale delle strutture, tipicamente non maggiore di 50 anni.

Per le strutture il cui collasso non può dar luogo ad incidente rilevante, ancorché eventualmente presenti all'interno di stabilimenti a rischio di incidente rilevante, si adottano le classi d'uso definite al §2.4.2 delle NTC e C2.4.2,

C2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Al paragrafo 2.5.1 sono classificate le azioni che agiscono sulle costruzioni in relazione al modo di esplicarsi, alla risposta strutturale da esse indotta ed anche in relazione alla loro variabilità nel tempo, coerentemente con le analoghe indicazioni contenute nella UNI EN 1990. Nel paragrafo 2.5.2 vengono caratterizzate le azioni elementari, i loro valori caratteristici e quelli

rappresentativi di quelle variabili da impiegarsi nelle combinazioni per gli stati limite, al fine di tenere conto della ridotta probabilità di contemporanea occorrenza dei valori caratteristici delle azioni variabili stesse in un assegnato scenario di carico.

In relazione al valore caratteristico delle azioni permanenti G_k è specificato che questo possa essere assunto pari al valore medio della distribuzione qualora il coefficiente di variazione dell'azione sia inferiore a 0,10, che è un limite entro cui rientrano la maggior parte delle azioni permanenti.

Il paragrafo 2.5.3 elenca le combinazioni delle azioni ai fini delle verifiche dei vari stati limite ultimi e di esercizio. Viene altresì precisato che nelle combinazioni si dovranno trascurare le azioni di natura variabile Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi permanenti non strutturali G_2. Questi ultimi potranno quindi essere trascurati, ad esempio, nel caso di situazioni transitorie, in cui la costruzione subisca alterazioni e modifiche che prevedano la possibilità di assenza dei carichi G_2 favorevoli alle verifiche. Questa indicazione non contrasta, quindi, con il contenuto della tabella 2.6.I, nonché delle conseguenti tabelle 6.2.I e 6.2.III, in cui vengono forniti i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, in cui, per i carichi G_2, qualora questi diano un contributo favorevole ai fini delle verifiche, viene indicato il valore minimo pari a 0,8.

Come previsto nella nota alla Tabella 2.6.I, nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

La selezione del coefficiente parziale γ_F sulla base della classificazione del tipo di carichi in "favorevoli" o "sfavorevoli" va effettuata in relazione agli effetti globali indotti dai carichi stessi e risultanti sulla costruzione, tenendo sempre conto della loro natura fisica e della loro correlazione. Differenti assunzioni possono essere adottate nel caso di singole verifiche locali.

C2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

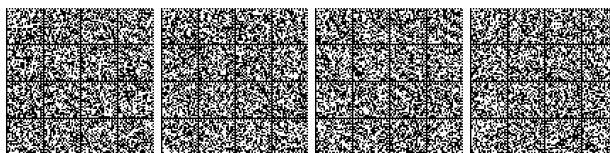
Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo stato limite per la perdita dell'equilibrio **EQU** della struttura o di una sua parte considerati come corpi rigidi, non riguarda più il terreno o l'insieme terreno-struttura, compresa adesso nelle verifiche GEO, ma tale verifica è limitata al ribaltamento di strutture fuori terra (ad esempio ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc. rispetto ad una estremità della fondazione).
- Lo stato limite di resistenza della struttura, **STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- Lo stato limite di resistenza del terreno, **GEO**, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche delle opere di terra (rilevati, argini, …), degli scavi e di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura. Tra gli stati limite **GEO** sono da considerare anche meccanismi di rottura che coinvolgano la struttura o parte di essa (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione).

Nel Capitolo 6 delle NTC (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli stati limite ultimi di tipo idraulico, che riguardano la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (**UPL**) o l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici (**HYD**).

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nella progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico, (plinti, platee, pali, muri di sostegno, paratie, ...), le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due approcci progettuali, differenziati per tipo di opera e, talvolta, per tipo di verifica, secondo quanto riportato nel Capitolo 6 delle NTC e chiarito al § C6.2.4.1.

Per le verifiche di natura geotecnica secondo gli Approcci progettuali 1 e 2, per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel Capitolo 6 delle norme.

Ai fini della verifica di dispositivi antisollevamento o, nel caso di travi continue, di dispositivi di sollevamento degli apparecchi d'appoggio, si potranno condurre due verifiche separate: la prima volta a determinare la necessità di un tale dispositivo al fine di garantire l'equilibrio della struttura, con la combinazione EQU, e la seconda volta alla verifica strutturale (combinazione STR) del dispositivo.

CAPITOLO C3.

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Nel paragrafo § 3.1.3 delle NTC si danno indicazioni sui carichi permanenti non strutturali e sulla possibilità di rappresentarli come uniformemente distribuiti, nei limiti dati ai capoversi 3° e 4°. In particolare, vengono mostrate le equivalenze per i divisori con peso per unità di lunghezza non superiore a 5,0 kN/m.

C3.1.4 SOVRACCARICHI

Anzitutto è stato cambiato il titolo del paragrafo, da Carichi variabili, derivato dall'UNI EN 1991-1-1, in Sovraccarichi, più noto da tempo ai Tecnici italiani.

Vi sono poi modifiche alla Tab. 3.1.II Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni.

Si tratta di modifiche che si muovono nel senso di avvicinare ulteriormente il testo a quello dell'Eurocodice, pur conservando l'impostazione generale precedente.

Per le costruzioni scolastiche si applicano i valori dei sovraccarichi riportati nelle vigenti NTC; il D.M. 18.12.1975, riportante le norme tecniche relative all'edilizia scolastica, non si applica ai sensi dell'articolo 12, comma 5, della Legge 11 gennaio 1996, n.23.

I valori di progetto indicati nella Tabella 3.1.II costituiscono valori da adottare in relazione alla destinazione funzionale degli ambienti. In fase di progetto, al fine di tenere conto della possibile futura modifica della destinazione funzionale degli ambienti, può essere opportuno adottare i valori dei sovraccarichi corrispondenti alla pertinente destinazione funzionale più critica.

C3.1.4.1 SOVRACCARICHI VERTICALI UNIFORMEMENTE DISTRIBUITI

Questo nuovo paragrafo appare importante perché consente al Progettista di ridurre l'entità complessiva del sovraccarico verticale da considerare nel progetto sia su elementi orizzontali (ad es. travi) sia su elementi verticali (ad es. pilastri) in funzione della estensione della superficie interessata per le membrature orizzontali, e in funzione del numero di piani per le membrature verticali. In questo modo è possibile tenere conto della ridotta probabilità che si raggiunga il valore caratteristico del sovraccarico su superfici orizzontali sufficientemente estese o su tutti i piani dell'edificio.

Il testo riportato a questo proposito nelle NTC 2018 è ripreso dall'UNI EN 1991-1-1 ed è quindi possibile riferirsi direttamente all'Eurocodice per eventuali chiarimenti.

C3.1.4.2 SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Il testo di questo nuovo paragrafo chiarisce il modo di effettuare le verifiche sotto i carichi concentrati precisando le impronte e le altre indicazioni necessarie.

C3.1.4.3 SOVRACCARICHI ORIZZONTALI LINEARI

Malgrado il cambio di numero e di titolo di questo paragrafo, non vi sono significative differenze fra le attuali NTC e le precedenti.

C3.2 AZIONE SISMICA

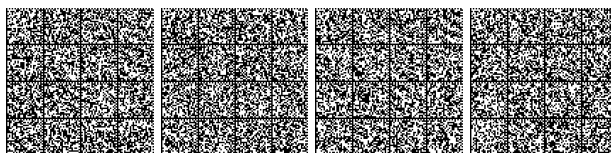
Il § 3.2, inerente la definizione dell'azione sismica, presenta alcune variazioni introdotte allo scopo di aggiornare approcci e procedure di calcolo all'attuale stato delle conoscenze.

Il dato di partenza per la definizione dell'azione sismica rimane sempre lo studio di pericolosità sismica italiana di base, i cui risultati sono stati prodotti e messi in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (**INGV**).

L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie topografica orizzontale, sito per sito e costruzione per costruzione.

Tale approccio, che rappresentava una delle principali novità delle NTC 2008, rimane invariato nell'attuale versione e dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito un parametro che descrive il moto sismico superi un valore prefissato. Nelle NTC 2018, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "*periodo di riferimento*" V_R e la probabilità è denominata "*probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento*" P_{V_R} .

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria A e superficie topografica di categoria T1.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata P_{V_R}, sono espresse dall'accelerazione massima e dallo spettro di risposta elastico in accelerazione.

È ammessa la possibilità di descrivere il terremoto in forma di storie temporali del moto del terreno, a condizione che esse siano compatibili con le caratteristiche del moto sismico attese. In particolare, per ciascuna P_{V_R} i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali risultano compiutamente definiti gli spettri elastici di risposta:

a_g = accelerazione massima al sito;

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di a_g è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo **INGV**, mentre F_o e T_C^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di a_g, F_O e T^*_C sono riportati negli allegati A e B al decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008 n. 29 e negli eventuali successivi aggiornamenti; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R, per l'intero territorio nazionale. (v. Figure C3.2.1 a, b, c). Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di T_R, i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio ("*variabilità spaziale*").

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5.

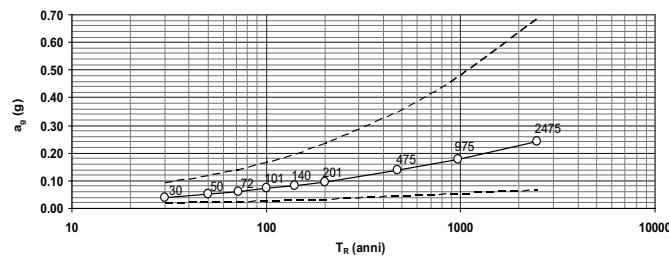



Figura C3.2.1 a – *Variabilità di a_g con T_R: andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%*

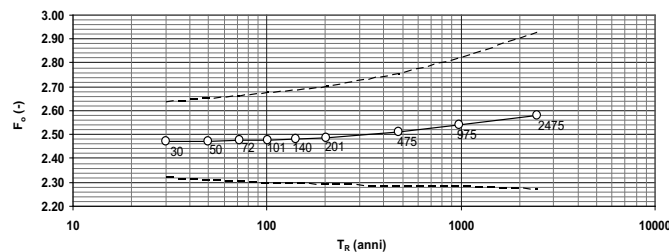



Figura C3.2.1 b – *Variabilità di F_o con T_R: andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%*

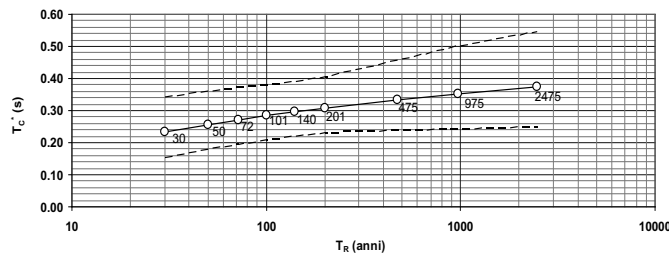



Figura C3.2.1 c – *Variabilità di T_C^* con T_R: andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%*

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica.

Ci si riferisce dunque a due **S**tati **L**imite di **E**sercizio (**SLE**), lo **S**tato **L**imite di immediata **O**peratività (**SLO**), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.) e lo **S**tato **L**imite di **D**anno (**SLD**) – definito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche, in tal modo articolando le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

In modo analogo, ci si riferisce a due **S**tati **L**imite **U**ltimi (**SLU**) facendo seguire allo **S**tato **L**imite di salvaguardia della **V**ita (**SLV**), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo, lo **S**tato **L**imite di prevenzione del **C**ollasso (**SLC**), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO**, **SLD**, **SLV**, **SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono attribuiti (v. Tabella 3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{V_R} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R, il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \qquad [C.3.2.1]$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di T_R in funzione di V_R riportate nella Tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I – *Valori di T_R espressi in funzione di V_R*

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periododi riferimento V_R
Stati **L**imite di **E**sercizio (**SLE**)	**SLO**	([1])**30 anni**≤ $T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati **L**imite **U**ltimi (**SLU**)	**SLV**	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R$ **≤ 2475 anni** ([1])

[1]I limiti inferiore e superiore di $T_R$fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'*intervallo di riferimento* della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento V_R, la costanza della probabilità di superamento P_{V_R} di ciascuno degli stati limite considerati (**strategia progettuale di norma**).

È immediato constatare (v. formula C.3.2.1) che, imponendo P_{V_R} = costante al variare di C_U, si ottiene $\left[T_R = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \text{costante}\right]$ e dunque, a parità di V_N, T_R varia dello stesso fattore C_U per cui viene moltiplicata V_N per avere V_R.

Fissata la vita nominale V_N della costruzione e valutato il periodo di ritorno $T_{R,1}$ corrispondente a C_U = 1, si ricava il T_R corrispondente al generico C_U dal prodotto $C_U \cdot T_{R,1}$. **Al variare di C_U, T_R e V_R variano con legge uguale**.

Strategie progettuali alternative a quella ora illustrata, sono ipotizzabili[2].

Al riguardo le NTC, alla fine del § 3.2.1, recitano "*Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.*"

È evidente che la riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare si possono eventualmente accrescere i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d'uso e del coefficiente C_U, si può utilizzare C_U non per aumentare V_N, portandola a V_R, ma per ridurre P_{V_R}.

In tal caso si ha $T_R = -V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)$; detto $T_{R,a}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale di norma e $T_{R,b}$ il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale appena illustrata, il rapporto R tra i due periodi di ritorno varrebbe:

$$R = \frac{T_{R,b}}{T_{R,a}} = \frac{-V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)}{-C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})} = \frac{\ln(1 - P_{V_R})}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \quad \text{[C.3.2.2]}$$

ed avrebbe, al variare di C_U e P_{V_R}, gli andamenti riportati nel grafico successivo.

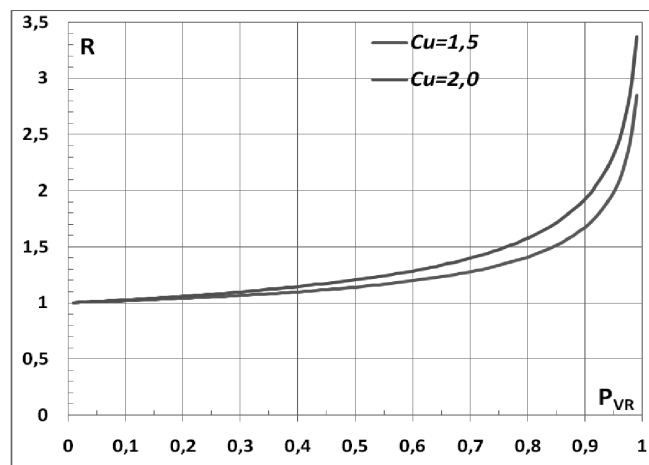



Figura C3.2.2 – *Variazione di R con C_U e P_{V_R}*

Constatato che, con la strategia ipotizzata, si rispettano le condizioni preliminarmente indicate come irrinunciabili (sostanziale costanza di T_R, dunque protezione sostanzialmente immutata, per i valori di P_{V_R} relativi agli SLU ossia per $P_{V_R} \leq 10\%$, e significativa crescita di T_R, dunque protezione significativamente incrementata, per i valori di P_{V_R} relativi agli SLE ossia per $P_{V_R} \geq 60\%$) si può poi passare a valutare come applicare la indicazione di norma, ossia come modificare le P_{V_R}.

Per trovare come modificare, al variare di C_U, i valori di P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R per ottenere gli stessi valori di T_R suggeriti dalla strategia ipotizzata, basta imporre R=1 nella formula C.3.2.2 ed indicare con $P^*_{V_R}$ i nuovi valori di P_{V_R}, così ottenendo:

$$R = 1 = \frac{\ln(1 - P^*_{V_R})}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \Rightarrow \ln(1 - P^*_{V_R}) = C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U) \Rightarrow P^*_{V_R} = 1 - (1 - P_{V_R} / C_U)^{C_U} \quad \text{[C.3.2.3]}$$

È così possibile ricavare, al variare di C_U, i valori di $P^*_{V_R}$ a partire dai valori di P_{V_R}; tali valori sono riportati, insieme ai valori di T_R corrispondenti, nella Tabella C.3.2.II. Adottando la strategia ipotizzata**,** al crescere di C_U i valori dei $P^*_{V_R}$ corrispondenti agli **S**tati **L**imite di **E**sercizio (**SLE**) **si riducono sensibilmente ed i corrispondenti T_R crescono**, mentre i valori dei $P^*_{V_R}$ corrispondenti agli **S**tati **L**imite **U**ltimi (**SLU**) ed i corrispondenti T_R, **sostanzialmente non variano**.

Tabella C.3.2.II – *Valori di $P^*_{V_R}$ e T_R al variare di C_U*

Stati Limite	Valori di P_{VR}^*			Valori di T_r corrispondenti		
	C_U =	C_U =	C_U =	C_U = 1,0	C_U = 1,5	C_U = 2,0

[2]Si veda al riguardo EN-1998-1, § 2.1, punto 4.

SLE	**SLO**	81,00%	68,80%	64,60%	$0,60 \cdot V_R$	$0,86 \cdot V_R$	$0,96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	V_R	$1,22 \cdot V_R$	$1,32 \cdot V_R$
SLU	**SLV**	10,00%	9,83%	9,75%	$9,50 \cdot V_R$	$9,66 \cdot V_R$	$9,75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19,50 \cdot V_R$	$19,66 \cdot V_R$	$19,75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli **SLE** è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di P_{V_R} con quelli di $P^*_{V_R}$, così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli **SLE**. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e *dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli **SLE** siano effettivamente di prioritaria importanza*.

Ottenuti i valori di T_R corrispondenti ai quattro stati limite considerati (utilizzando, a seconda dei casi, la **strategia progettuale a** o **b**) si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 e eventuali successivi aggiornamenti, l'accelerazione del suolo a_g e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina "*risposta sismica locale*" l'azione sismica che emerge in "*superficie*" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "*superficie*" il "*piano di riferimento*" così come definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno è dovuta alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Nei metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici. In tali metodi si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC (A, B, C, D, E) e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC (T1, T2, T3, T4). In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all'affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

L'identificazione della categoria del sottosuolo è basata sulla descrizione stratigrafica e sui valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s. Ai fini della valutazione semplificata della risposta sismica locale, nelle NTC, non è più consentita la classificazione del sottosuolo sulla base del parametro N_{SPT30} per i terreni a grana grossa e C_{u30} per i terreni a grana fine. Le NTC richiedono, quindi, che la categoria di sottosuolo sia stabilita sulla base del profilo V_s. La misura diretta di V_s attraverso specifiche indagini geofisiche è in ogni caso preferibile, essendo consentita, in alternativa, la definizione del profilo V_s attraverso il ricorso a correlazioni empiriche "*di comprovata affidabilità*" solo per il metodo semplificato ed in ipotesi residuali, stante la maggiore incertezza che caratterizza la determinazione di V_s con le citate correlazioni empiriche. In caso di utilizzo di correlazioni empiriche è comunque raccomandabile non limitarsi all'uso di un singolo modello empirico, al fine di consentire una stima dell'incertezza legata al carattere regionale di tali correlazioni e alla conseguente elevata dispersione dei relativi dati sperimentali.

Fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,eq}$ definita mediante la media armonica [3.2.1] delle NTC ([C.3.2.4]).

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{j=2}^{N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} = \frac{\sum_{j=1}^{N} h_j}{\sum_{j=1}^{N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} \qquad [C.3.2.4]$$

La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente di spessore pari ad H. Dove H è la profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da valori di V_s non inferiori ad 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo H = 30 m nell'equazione [3.2.1] - [C.3.2.4]e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Derivando da una media armonica, la velocità equivalente assume valori differenti da quelli ottenuti dalla media aritmetica delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.

Per terreni nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m ($H \geq 30$ m), la $V_{s,eq}$, così come definita dall'equazione [3.2.1]-[C.3.2.4] coincide di fatto con la $V_{s,30}$ delle NTC 2008. L'introduzione della $V_{s,eq}$ unita alla modifica nella definizione delle categorie di sottosuolo si è resa necessaria al fine di includere nell'attuale testo normativo le configurazioni stratigrafiche che rimanevano escluse nelle NTC 2008 (ad esempio profili di tipo B con profondità del substrato inferiore a 30 m).

Infine nelle NTC 2018 sono state eliminate le categorie speciali di sottosuolo (Classi S1 ed S2 presenti nelle NTC 2008). Per tutte quelle configurazioni litostratigrafiche non riconducibili alla classificazione riportata in Tab. 3.2.II (ad esempio terreni instabili o suscettibili di liquefazione, per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione), le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, meglio descritte nel § C.7.11.3.1. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.

La risposta sismica locale e, comunque, la modellazione sismica in generale, comprendono un propedeutico studio geomorfologico, stratigrafico e tettonico, nonché una individuazione delle categorie di sottosuolo a cui afferiscono le opere in progetto.

C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il moto sismico di ciascun punto del terreno può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali del moto del terreno (ad esempio accelerogrammi). Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione, altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto, nei modi definiti nel § 7.3.2.5.

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'UNI EN 1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_o, in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze a_g, T_C e, conseguentemente, T_B, T_D. Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo a_g, e l'amplificazione massima F_v, espressa come funzione di a_g.

La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica (S_S) e topografica (S_T). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo T_C di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente C_C, dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

Il coefficiente di amplificazione topografica S_T è definito in funzione delle condizioni topografiche riportate nella Tabella 3.2.II ed assume i valori riassunti nella Tabella 3.2.V delle NTC.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica il coefficiente S_S è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC. Esso è il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A ed è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica di base del sito (descritto dal prodotto $F_o \cdot a_g$).

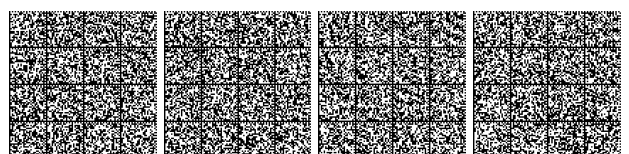
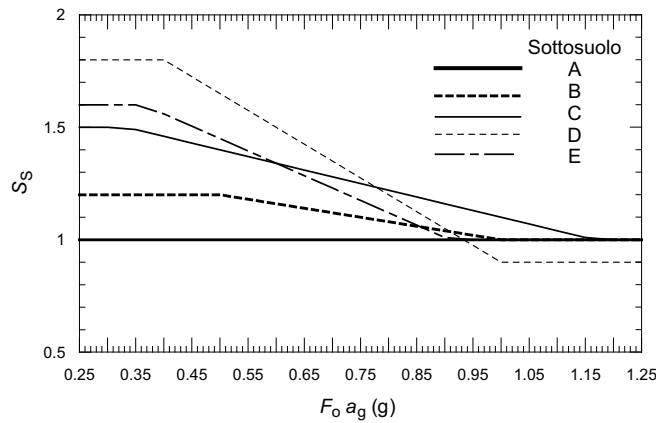



Figura C3.2.3 – *Andamento del coefficiente S_S per le componenti orizzontali dell'azione sismica*

Nella Figura C.3.2.3 è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di S_S in funzione del prodotto $F_o \cdot a_g$.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_o \cdot a_g$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica di base; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_o \cdot a_g$.

In genere, per bassi valori di pericolosità sismica di base, a parità di $F_o \cdot a_g$ i valori di S_S si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per $F_o \cdot a_g < 0.78g$, il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo. Come conseguenza del comportamento ciclico non lineare e dissipativo del terreno, per valori elevati della pericolosità sismica di base si osserva un'inversione di tendenza. Per $0.78g \leq F_o \cdot a_g < 1.17g$ i fenomeni di amplificazione diventano più marcati per il sottosuolo di categoria C mentre per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto $F_o \cdot a_g > 0.93g$, le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria D sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria A. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.

Per la componente verticale dell'azione sismica, in assenza di studi specifici, si assume S_S=1.

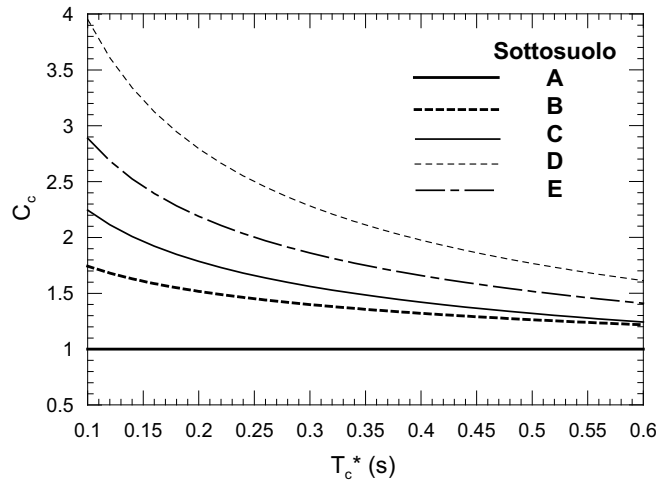



Figura C3.2.4 – *Andamento del coefficiente C_C*

Il coefficiente C_C è definito nella Tabella 3.2.IV delle NTC in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di T_C riferito a sottosuolo di categoria A, T_C^*. Nella Figura C.3.2.4, la variazione di C_C è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di T_C^*.

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_C decresce al crescere di T_C^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di T_C^*, i valori di C_C si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando

dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

C3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Se le azioni sismiche al piano di fondazione sono ricavate mediante analisi di risposta sismica locale, si può procedere nella maniera seguente:

- Si selezionano accelerogrammi rappresentativi delle azioni su affioramento rigido di riferimento, verificandone la compatibilità con lo spettro elastico di risposta secondo quanto disposto al §3.2.3.6 della norma e tenendo conto delle indicazioni fornite al successivo C3.2.3.6 e al C7.11.3.1.2.2.
- Dalle analisi di risposta sismica locale si ottiene, per ciascun accelerogramma, il corrispondente accelerogramma in superficie o sul piano di riferimento (ad esempio il piano di fondazione) e il relativo spettro elastico di risposta.
- Per le analisi con spettro elastico di risposta si adotta lo spettro medio, ottenuto dagli spettri determinati con l'analisi di risposta sismica locale. Per le analisi nel dominio del tempo si utilizzano direttamente gli accelerogrammi ricavati dall'analisi di risposta sismica locale.

C3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

C3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Il fattore η tiene conto delle capacità dissipative delle costruzioni alterando lo spettro di risposta assunto a riferimento, per il quale η=1, definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale ξ = 5%. La relazione [3.2.4] può essere utilizzata per costruzioni che non subiscono significativi danneggiamenti e può essere utilizzata nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori ξ = 5% e ξ = 28%. Al di fuori di questo campo, la scelta del valore del fattore η deve essere adeguatamente giustificata.

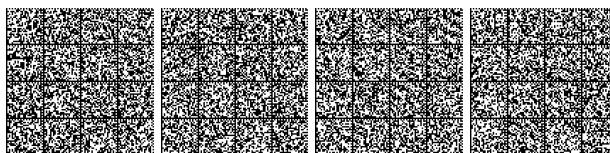
Nel caso di significativi danneggiamenti, generalmente associati ad azioni riferite agli Stati Limite Ultimi, il fattore η può essere calcolato in funzione del fattore di struttura q previsto per lo Stato Limite considerato secondo quanto definito al § 3.2.3.5 delle NTC.

C3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Le NTC indicano le caratteristiche delle storie temporali del moto da impiegare nelle analisi non lineari dinamiche delle strutture, definite al § 7.3.4.1, e di opere e sistemi geotecnici definite al § 7.11 consentendo l'uso di storie temporali artificiali o naturali (provenienti da registrazioni di terremoti reali) e, in particolari situazioni, di storie temporali simulate, generate cioè mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione. Le norme specificano altresì che l'uso di segnali artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

Per gli accelerogrammi artificiali e per quelli naturali le NTC definiscono i criteri di coerenza con lo spettro di risposta elastico per lo stato limite considerato (spettro-compatibilità) mentre per gli accelerogrammi simulati le NTC specificano che la loro determinazione si qualifichi in base alle caratteristiche degli accelerogrammi della sorgente e del mezzo di propagazione. Per gli accelerogrammi artificiali le norme prescrivono che essi debbano rispettare vincoli di compatibilità media con lo spettro elastico di riferimento.

Quando l'azione sismica è rappresentata da accelerogrammi naturali, è necessario che la selezione di questi segnali sia coerente con la pericolosità sismica attesa al sito, in particolare, con la magnitudo e la distanza epicentrale rappresentative di uno o più eventi di scenario. Poiché la pericolosità sismica di base è definita sul territorio nazionale in termini probabilistici, gli eventi di scenario, se il sito di costruzione appartiene alle categorie A di sottosuolo (tabella 3.2.II) e T1 topografica (tabella 3.2.III), possono essere definiti a partire dai risultati della disaggregazione della pericolosità sismica disponibili sul sito web dell'INGV (http://esse1-gis.mi.ingv.it). In questo caso, come indicato al C.7.11.3.1.2, i siti di registrazione dovrebbero essere posti su un affioramento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1). Per i siti di costruzione non appartenenti alle categorie A di sottosuolo e T1 topografica, i segnali naturali testé selezionati sono utilizzati per effettuare analisi di risposta sismica locale.

Le norme stabiliscono per le registrazioni naturali selezionate alcuni vincoli di spettro-compatibilità rispetto allo spettro elastico di risposta per lo stato limite considerato (§3.2.3.6). Occorre, inoltre, tenere conto delle indicazioni fornite al paragrafo C.7.11.3.1.2.2. Al fine di soddisfare i suddetti requisiti di spettro-compatibilità, i segnali registrati possono essere scalati linearmente in ampiezza. È tuttavia opportuno contenere il fattore di scala in un intervallo limitato in modo da non alterare eccessivamente i segnali e renderli incompatibili alla magnitudo e alla distanza dalla sorgente degli eventi sismici a cui sono riferiti. In generale, ciascuna registrazione sismica è costituita da due componenti del moto in direzione orizzontale e una componente in direzione verticale. Mentre in linea di principio è possibile ottenere, differenziando tra loro i fattori di scala, la spettro-compatibilità per ciascuna componente del moto, in pratica può essere opportuno utilizzare un unico fattore di scala per le due componenti orizzontali, selezionato in modo da rendere la risultante delle azioni sismiche nel piano orizzontale compatibile con lo spettro risultante. Uno dei possibili metodi per ottenere questo risultato comprende le seguenti operazioni:

1. per ogni coppia di registrazioni orizzontali, si costruisce uno spettro SRSS, dato dalla radice quadrata della somma dei quadrati degli spettri di ogni componente;
2. lo "spettro medio SRSS" è pari alla media degli spettri SRSS di ciascuna coppia di accelerogrammi, appartenente al medesimo gruppo di storie temporali;
3. le coppie di registrazioni, nel numero indicato dalla norma, devono essere selezionate e scalate in modo tale che lo spettro medio SRSS approssimi, secondo i criteri di coerenza spettrale di norma, lo "spettro di riferimento", dato dal prodotto dello spettro elastico di progetto per un opportuno coefficiente α.

Il valore del coefficiente α é in genere non superiore a 1,3 che corrisponde alla risultante di due componenti il cui rapporto è circa pari a 0,85. Tuttavia, nel definire la coerenza spettrale, con particolare riguardo al rapporto fra le componenti accelerometriche, in assenza di studi sismo-tettonici specifici che giustifichino scelte differenti, si deve adottare un valore limite per il coefficiente α pari a $\sqrt{2}$, ovvero la risultante di due componenti uguali tra loro, come specificato al §3.2.3.1 della norma.

Ai fini dell'impiego di accelerogrammi nelle analisi, una descrizione delle azioni sismiche coerente con l'evento di origine può essere ottenuta proiettando ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, definite come le direzioni per le quali si annulla la correlazione tra le componenti. Il coefficiente di correlazione tra due componenti accelerometriche Xe Y nell'intervallo di tempo $t_1 < t < t_2$, può essere così determinato:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\int_{t_1}^{t_2} X(t) \cdot Y(t)\, dt}{\sqrt{\int_{t_1}^{t_2} X^2(t)\, dt \cdot \int_{t_1}^{t_2} Y^2(t)\, dt}} \qquad [C3.2.5]$$

dove t_1 e t_2 rappresentano gli estremi dell'intervallo temporale considerato, che può essere assunto corrispondente alla fase intensa del sisma.

C3.3 AZIONI DEL VENTO

Sparisce nel passaggio dalle NTC 2008 alle NTC 2018 la numerazione del § 3.3.1 Generalità, il testo resta praticamente immutato, ma quello che era il paragrafo successivo sulla velocità di riferimento assume ora il numero 3.3.1 contro il numero 3.3.2 delle NTC 2008.

C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

A parte la variazione di numerazione del paragrafo il suo contenuto è sostanzialmente immutato, la zonizzazione del territorio nazionale resta invariata rispetto alle precedenti NTC, così come la velocità base di riferimento del vento nelle varie zone, sia a livello del mare che all'aumentare della quota. La variazione della formula 3.3.1 è infatti solamente apparente e le due formulazioni conducono comunque agli stessi valori, per tutte le 9 zone e per qualunque quota sul livello del mare.

C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R\, v_b \qquad [C3.3.1]$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni, α_R è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75\sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]} \qquad [C3.3.2].$$

dove T_R è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di T_R significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

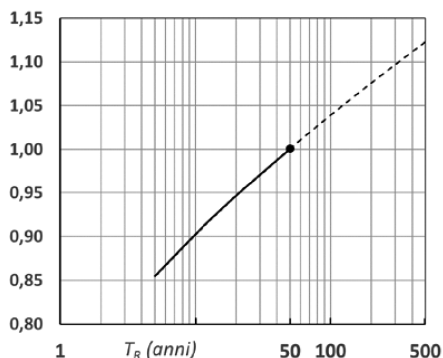



Figura C3.3.1 – *Valori del coefficiente α_R in funzione del periodo di ritorno T_R, (asse in scala logaritmica),*

C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Il paragrafo chiarisce che nel valutare i carichi agenti su ciascun elemento della costruzione si deve tenere conto delle pressioni agenti sulle due facce sopravento e sottovento.

C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.2 delle NTC 2008 e [3.3.4] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti; il coefficiente c_p viene definito coefficiente di pressione invece che coefficiente di forma (come nelle NTC 2008) ma il suo ruolo e valore, come indicato al § 3.3.8, restano immutati.

C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.3 delle NTC 2008 e [3.3.5] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Le espressioni 3.3.4 delle NTC 2008 e [3.3.6] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il paragrafo mostra la dipendenza del coefficiente di esposizione dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Non presenta significative differenze rispetto alle precedenti NTC.

C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

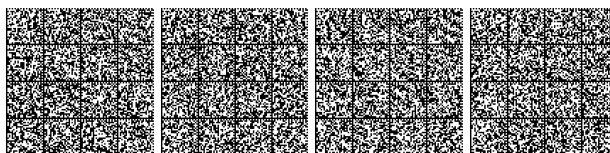
Nel seguito, in riferimento alle costruzioni di forma regolare indicate ai paragrafi da C3.3.3.8.1 a C3.3.8.4, si forniscono, tre distinte serie di coefficienti di pressione esterna:

- coefficienti globali c_{pe}, che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura;
- coefficienti locali $c_{pe,10}$ consentono una rappresentazione più realistica dell'effettivo campo di pressione che si instaura sulle superfici delle costruzioni e che possono essere impiegati sia in alternativa ai coefficienti di pressione globali c_{pe}, sia per quantificare la pressione locale sugli elementi con area di incidenza maggiore o uguale a 10 m^2;
- coefficienti locali $c_{pe,1}$ che consentono la quantificazione della pressione locale su elementi di piccole dimensioni con un'area di incidenza minore o uguale a 1 m^2 (quali elementi di rivestimento ed i loro fissaggi).

Per i coefficienti di pressione locali relativi ad un'area di incidenza compresa fra 1 e 10 m^2, il valore è pari a:

$$c_{peA} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log10(A) \qquad [C3.3.3]$$

dove:

A è l'area di incidenza della pressione del vento.

I coefficienti di pressione interna, da considerare, se del caso, congiuntamente ai coefficienti di pressione esterna, sono riportati al paragrafo C3.3.8.5.

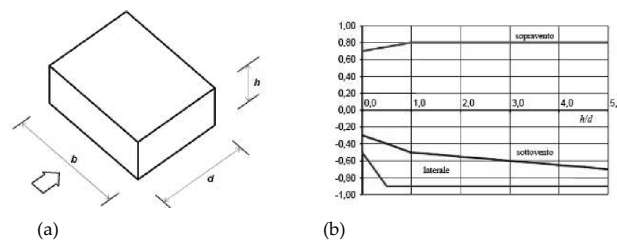
Per costruzioni di forma non regolare e per i ponti, si dovrà fare riferimento ad indicazioni aggiuntive tratte da documenti di comprovata validità.

C3.3.8.1 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE

Per la valutazione della pressione esterna si assumeranno, nei casi più comuni, gli schemi di seguito riportati; per le forme non contemplate nel presente documento e per ulteriori approfondimenti sui criteri di analisi costituiscono utile riferimento l'Eurocodice EN-1991-1-4 e le Istruzioni CNR DT207. Per le forme non contemplate nei documenti citati si potrà ricorrere a dati di letteratura o a prove specifiche in galleria del vento o, infine, a simulazioni di fluidodinamica computazionale utilizzando strumenti di comprovata validità scientifica.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I

(a) (b)

a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

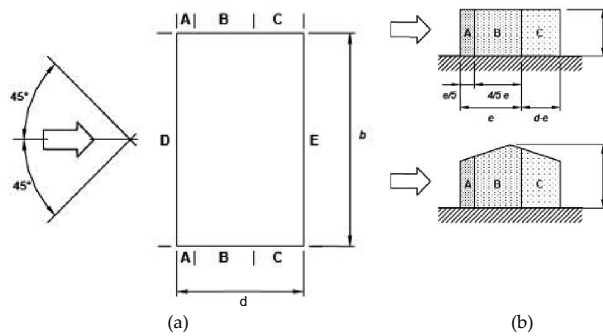
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: *Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali*

Faccia sopravento	C_U = 2,0	C_U = 1,5
h/d ≤ 1: c_{pe}= 0,7 + 0,1·h/d	h/d ≤ 0,5: c_{pe}= -0,5 - -0,8·h/d	h/d ≤ 1: c_{pe}= -0,3 - 0,2·h/d
h/d > 1: c_{pe}= 0,8	h/d > 0,5: c_{pe}= -0,9	1 < h/d ≤ 5: c_{pe}= -0,5 -0,05·(h/d-1)

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura, C3.3.3 e in Tabella C3.3.II, il valore della dimensione *e* è pari al minimo tra *b* e *2h*.

(a) (b)

a) Schema planimetrico di riferimento

b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Tabella C3.3.II - *Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.*

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

C3.3.8.1.1.1 *Altezza di riferimento per la faccia sopravento*

La distribuzione altimetrica della pressione sulle pareti della costruzione è, in generale, diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato, come si ricava attraverso il coefficiente di esposizione (§ 3.3.7 delle NTC). In conseguenza di ciò, è opportuno calcolare la pressione cinetica di picco in corrispondenza di un punto posto ad una quota detta di riferimento ($\bar{z}_e$), tale da consentire la stima, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni agenti sulle pareti verticali dell'edificio.

Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento (h ≤ b), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme.

Per gli edifici alti, ossia con altezza compresa fra la dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento e 5 volte la profondità dell'edificio (b < h ≤ 5·d), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte dell'edificio, sino alla quota z = b, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_e = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme. Nella parte superiore dell'edificio, per z compreso fra b e h, la quota di riferimento $\bar{z}_e$ può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (figura C3.3.4):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote z=b e z=h. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. L'edificio è suddiviso in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; se l'altezza di ciascun tronco coincide con l'interpiano dell'edificio, ed ogni singolo tronco risulta centrato sulla posizione degli elementi orizzontali (solai), è lecito ammettere che l'altezza di riferimento sia pari alla quota del solaio relativo; in entrambi i casi la pressione del vento è uniforme su ogni tronco. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

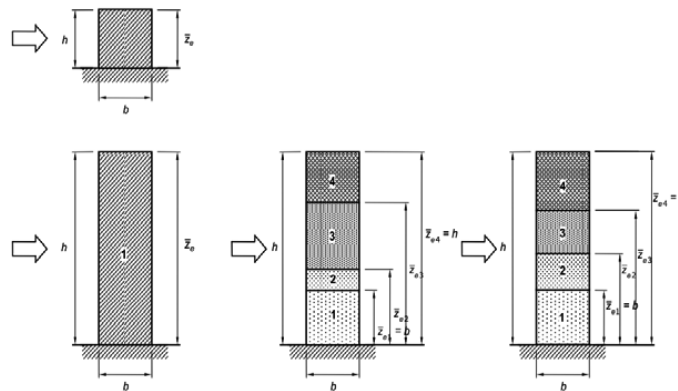



Figure C3.3.4 - *Quote di riferimento negli edifici bassi ed alti*

Particolare attenzione va posta nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto h/d sia maggiore di 5, per i quali potrà farsi utile riferimento a studi specifici di settore.

C3.3.8.1.1.2 *Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali*

La pressione sulle facce sottovento e sulle facce laterali degli edifici può essere considerata, con buona approssimazione, costante con la quota. Di ciò si tiene conto assumendo che l'altezza di riferimento sia costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$).

C3.3.8.1.2 Coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra -5° e +5°. L'altezza di riferimento $\bar{z}_e$ per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.5 e in Tabella C3.3.III.

E

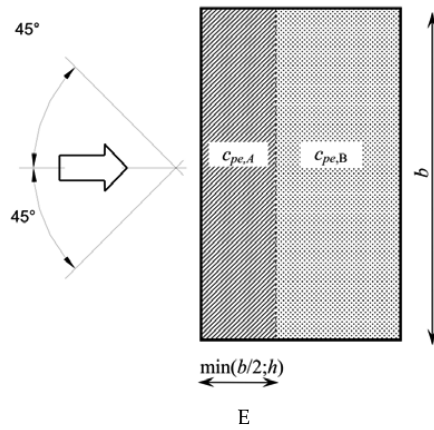



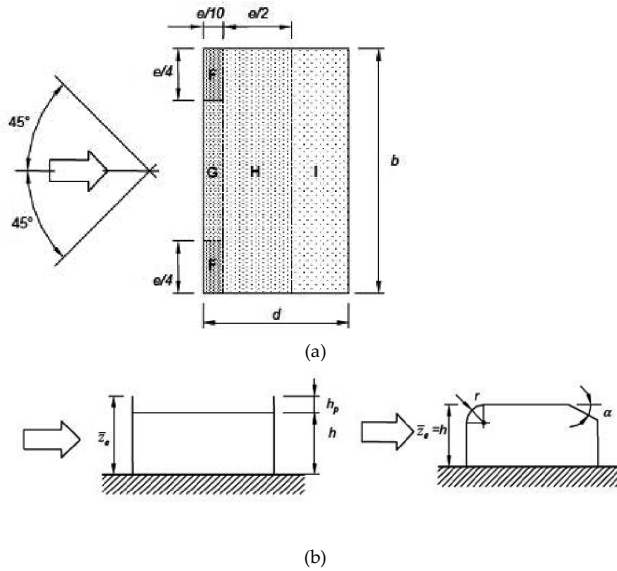
Figura C3.3.5 - *Schema di riferimento per coperture piane*

Tabella C3.3.III - *Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.*

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra *b*/2 e *h*:	$c_{pe,A}$= -0,80
Restanti zone	$c_{pe,B}$= ±0,20

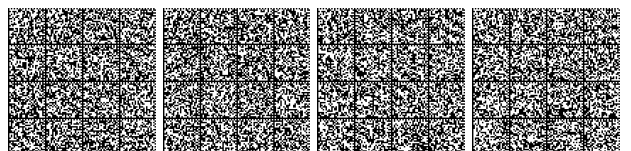
Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.6 e in Tabella C3.3.IV. In riferimento alla Figura C3.3.6 e Tabella C3.3.IV, il valore della dimensione *e* è pari al minimo fra *b* e 2*h*.

(b)

a) Suddivisione delle coperture piane in zone di uguale pressione,

b) Altezza di riferimento per coperture piane con parapetti o raccordi (curvi e piani)

Figura C3.3.6

Tabella C3.3.IV - *Coefficienti di pressione per coperture piane,*

		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Spigoli vivi		−1,8	−2,5	−1,2	−2,0	−0,7	−1,2	±0,2	
Con parapetti	h_p/h = 0,025	−1,6	−2,2	−1,1	−1,8	−0,7	−1,2	± 0,2	
	h_p/h = 0,05	−1,4	−2,0	−0,9	−1,6	−0,7	−1,2		
	h_p/h = 0,10	−1,2	−1,8	−0,8	−1,4	−0,7	−1,2		
Raccordi curvi	r/h = 0,05	−1,0	−1,5	−1,2	−1,8	−0,4		±0,2	
	r/h = 0,10	−0,7	−1,2	−0,8	−1,4	−0,3			
	r/h = 0,20	−0,5	−0,8	−0,5	−0,8	−0,3			
Raccordi piani	α = 30°	−1,0	−1,5	−1,0	−1,5	−0,3		±0,2	
	α = 45°	−1,2	−1,8	−1,3	−1,9	−0,4			
	α = 60°	−1,3	−1,9	−1,3	−1,9	−0,5			

C3.3.8.1.3 Coperture a falda singola

L'altezza di riferimento $\bar{z}_e$ per le coperture inclinate a semplice falda è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni -5°≤ α ≤+5° occorre fare riferimento al caso di copertura piana (§ C3.3.8.1.2). I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.8 e in Tabella C3.3.V. Nella zona 5°≤α≤ 45° la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale può condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

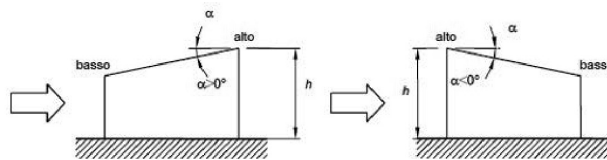



Figura C3.3.7 - *Schema di riferimento per coperture a semplice falda*

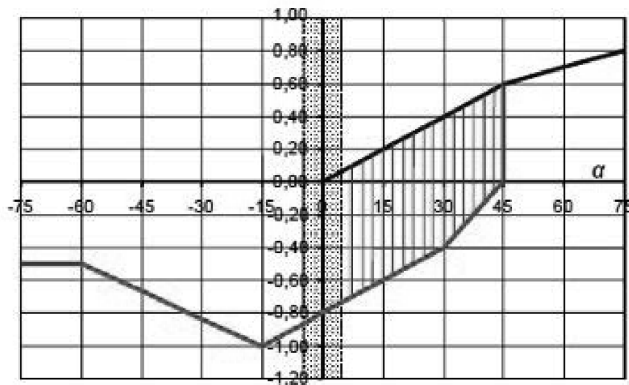



Figura C3.3.8 - *Coperture a semplice falda: valori del coefficiente c_{pe}: vento perpendicolare alla direzione del colmo.*

Tabella C3.3.V - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento perpendicolare alla direzione del colmo.*

Valori negativi		Valori positivi	
α≤-60°	c_{pe} = − 0,5		
-60°≤α≤-15°	c_{pe} = − 0,5 − (α+60)/90	0°≤α≤45°	c_{pe} = + α/75
-15°≤α≤30°	c_{pe} = − 1,0 + (α+15)/75	45°≤α≤75°	c_{pe} = + 0,6 + (α−45)/150
30°≤α≤45°	c_{pe} = − 0,4 + (α−30)/37,5		

I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.9 e in Tabella C3.3.VI.

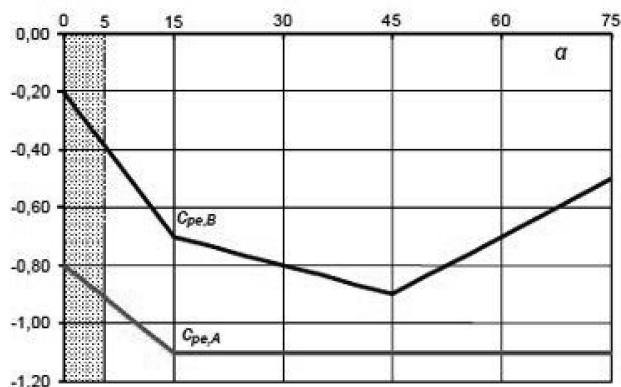



Figura C3.3.9 - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo*

Tabella C3.3.VI - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento parallelo alla direzione del colmo.*

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra *b*/2 ed *h*	0°≤α≤15°	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/50$
	15°<α	$c_{pe,A} = -1,10$
Restanti zone	0°≤α≤15°	$c_{pe,B} = -0,2 - \alpha/30$
	15°≤α≤45°	$c_{pe,B} = -0,7 - (\alpha-15)/150$
	45°≤α	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha-45)/75$

I coefficienti locali e di dettaglio da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.10 e in Tabella C3.3.VII e C3.3.VIII, il valore di e è pari al minimo fra b e 2h.

Vento parallelo alla direzione del colmo

Vento ortogonale alla direzione del colmo

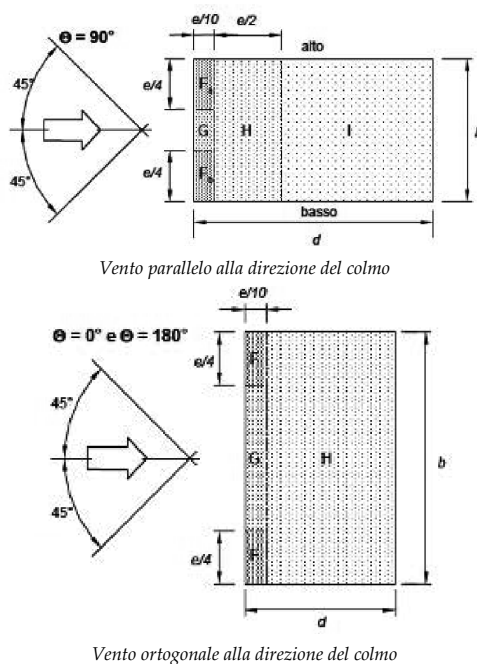



Figura C3.3.10 - *Suddivisione delle coperture a semplice falda in zone di uguale pressione*

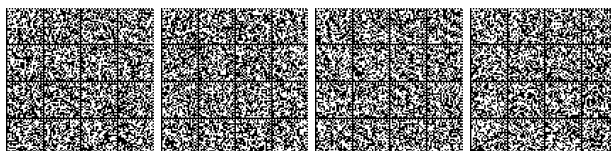



Tabella C3.3.VII - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento ortogonale alla direzione del colmo.*

<table>
<tr><th rowspan="3">α</th><th colspan="6">Direzione del vento Θ = 0°</th><th colspan="6">Direzione del vento Θ = 180°</th></tr>
<tr><th colspan="2">F</th><th colspan="2">G</th><th colspan="2">H</th><th colspan="2">F</th><th colspan="2">G</th><th colspan="2">H</th></tr>
<tr><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th></tr>
<tr><td rowspan="2">5°</td><td>−1,7</td><td>−2,5</td><td>−1,2</td><td>−2,0</td><td>−0,6</td><td>−1,2</td><td rowspan="2">−2,3</td><td rowspan="2">−2,5</td><td rowspan="2">−1,3</td><td rowspan="2">−2,0</td><td rowspan="2">−0,8</td><td rowspan="2">−1,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">15°</td><td>−0,9</td><td>−2,0</td><td>−0,8</td><td>−1,5</td><td colspan="2">−0,3</td><td rowspan="2">−2,5</td><td rowspan="2">−2,8</td><td rowspan="2">−1,3</td><td rowspan="2">−2,0</td><td rowspan="2">−0,9</td><td rowspan="2">−1,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,2</td><td colspan="2">+0,2</td><td colspan="2">+ 0,2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">30°</td><td>−0,5</td><td>−1,5</td><td>−0,5</td><td>−1,5</td><td colspan="2">−0,2</td><td rowspan="2">−1,1</td><td rowspan="2">−2,3</td><td rowspan="2">−0,8</td><td rowspan="2">−1,5</td><td colspan="2" rowspan="2">−0,8</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">45°</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td rowspan="2">−0,6</td><td rowspan="2">−1,3</td><td colspan="2" rowspan="2">−0,5</td><td colspan="2" rowspan="2">−0,7</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,6</td></tr>
<tr><td>60°</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td>−0,5</td><td>−1,0</td><td colspan="2">−0,5</td><td colspan="2">−0,5</td></tr>
<tr><td>75°</td><td colspan="2">+0,8</td><td colspan="2">+0,8</td><td colspan="2">+0,8</td><td>−0,5</td><td>−1,0</td><td colspan="2">−0,5</td><td colspan="2">−0,5</td></tr>
</table>

Tabella C3.3.VIII - *Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in °): vento parallelo alla direzione del colmo.*

α	Direzione del vento Θ = 90°									
	F_a		F_b		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	−2,1	−2,6	−2,1	−2,4	−1,8	−2,0	−0,6	−1,2	−0,5	
15°	−2,4	−2,9	−1,6	−2,4	−1,9	−2,5	−0,8	−1,2	−0,7	−1,2
30°	−2,1	−2,9	−1,3	−2,0	−1,5	−2,0	−1,0	−1,3	−0,8	−1,2
45°	−1,5	−2,4	−1,3	−2,0	−1,4	−2,0	−1,0	−1,3	−0,9	−1,2
60°	−1,2	−2,0	−1,2	−2,0	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,7	−1,2
75°	−1,2	−2,0	−1,2	−2,0	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,5	

C3.3.8.1.4 Coperture a falda doppia

L'altezza di riferimento $\overline{z_e}$ per le coperture inclinate a doppia falda (Figura C3.3.11) è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni -5°≤α≤+5° occorre fare riferimento al caso di copertura piana).

I coefficienti globali da assumere sulla falda sopravento di coperture a falda doppia di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola. Nella zona 0°≤ α ≤45° vale quanto previsto per le coperture a falda singola circa la variazione di segno della pressione.

Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella C3.3.IX e Figura C3.3.12.

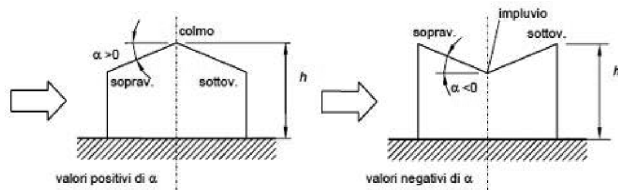



Figura C3.3.11 - *Schema di riferimento per coperture a falda doppia*

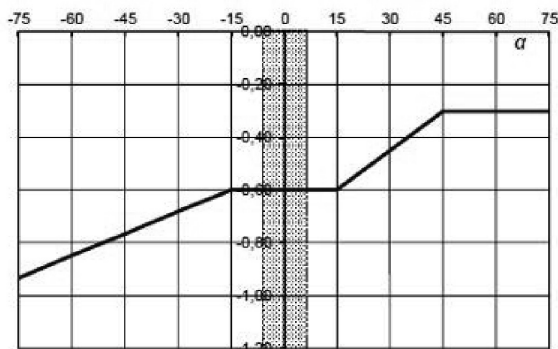



Figura C3.3.12 - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo*

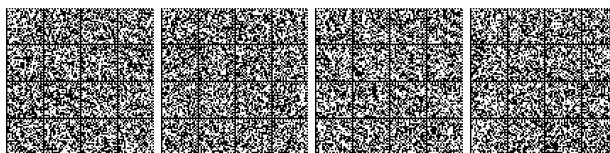



Tabella C3.3.IX - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in °): vento in direzione parallela al colmo.*

$-75° \leq \alpha \leq -15°$	$c_{pe} = -0{,}85 + (\alpha+60)/180$
$-15° \leq \alpha \leq 15°$	$c_{pe} = -0{,}6$
$15° \leq \alpha \leq 45°$	$c_{pe} = -0{,}6 + (\alpha-15)/100$
$45° \leq \alpha$	$c_{pe} = -0{,}3$

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella C3.3.X e Figura C3.3.13.

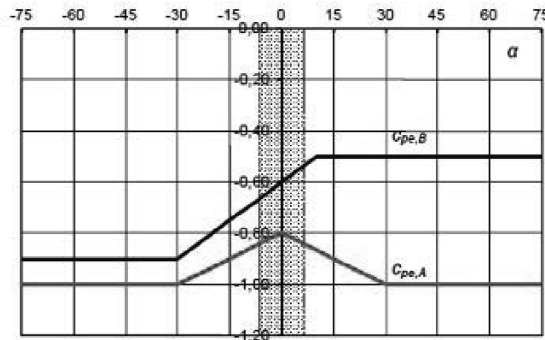



Figura C3.3.13 - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo*

Tabella C3.3.X - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in °): vento in direzione parallela al colmo.*

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$\alpha \leq -30°$	$c_{pe,A} = -1{,}0$
	$-30° \leq \alpha \leq 0°$	$c_{pe,A} = -0{,}8 + \alpha/150$
	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$c_{pe,A} = -0{,}8 - \alpha/150$
	$30° \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1{,}0$
Restanti zone:	$-45° \leq \alpha \leq -30°$	$c_{pe,B} = -0{,}9$
	$-30° \leq \alpha \leq 10°$	$c_{pe,B} = -0{,}9 + (\alpha+30)/100$
	$10° \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0{,}5$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture a doppia falda di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.14 e in Tabella C3.3.XI e XII, il valore di e è pari al minimo fra b e 2h.

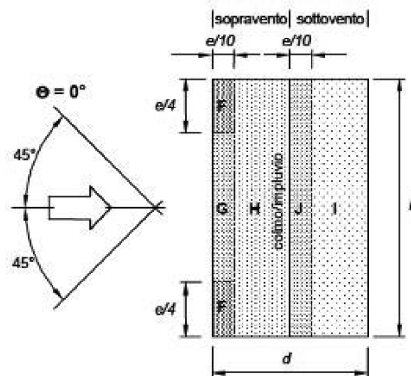
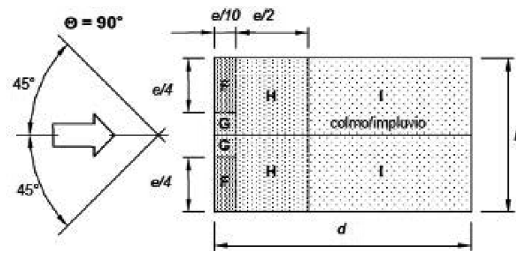



Figura C3.3.14 - *Suddivisione delle coperture a falda doppia in zone di uguale pressione*

Tabella C3.3.XI - *Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione ortogonale al colmo.*

α	Direzione del vento Θ = 0°									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
−45°	−0,6		−0,6		−0,8		−0,7		−1,0	−1,5
−30°	−1,1	−2,0	−0,8	−1,5	−0,8		−0,6		−0,8	−1,4
−15°	−2,5	−2,8	−1,3	−2,0	−0,9	−1,2	−0,5		−0,7	−1,2
−5°	−2,3	−2,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,2	−0,6		−0,6	
							+0,2		+0,2	
5°	−1,7	−2,5	−1,2	−2,0	−0,6	−1,2	−0,6		−0,6	
	0		0		0				+0,2	
15°	−0,9	−2,0	−0,8	−1,5	−0,3		−0,4		−1,0	−1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		0		0	
30°	−0,5	−1,5	−0,5	−1,5	−0,2		−0,4		−0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		0		0	
45°	0		0		0		−0,2		−0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0		0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		−0,2		−0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		−0,2		−0,3	

Tabella C3.3.XII - *Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.*

α	Direzione del vento Θ = 90°							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
−45°	−1,4	−2,0	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,9	−1,2
−30°	−1,5	−2,1	−1,2	−2,0	−1,0	−1,3	−0,9	−1,2
−15°	−1,9	−2,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,2	−0,8	−1,2
−5°	−1,8	−2,5	−1,2	−2,0	−0,7	−1,2	−0,6	−1,2
5°	−1,6	−2,2	−1,3	−2,0	−0,7	−1,2	−0,6	
15°	−1,3	−2,0	−1,3	−2,0	−0,6	−1,2	−0,5	
30°	−1,1	−1,5	−1,4	−2,0	−0,8	−1,2	−0,5	
45°	−1,1	−1,5	−1,4	−2,0	−0,9	−1,2	−0,5	
60°	−1,1	−1,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,0	−0,5	
75°	−1,1	−1,5	−1,2	−2,0	−0,8	−1,0	−0,5	

C3.3.8.1.5 Coperture a padiglione

L'altezza di riferimento $\overline{z_e}$ per le coperture a padiglione (figura C3.3.15) è pari all'altezza massima della copertura stessa.

Per i coefficienti globali sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare, per le falde sopravento e sottovento, si assumano gli stessi coefficienti previsti per le coperture a falda doppia.

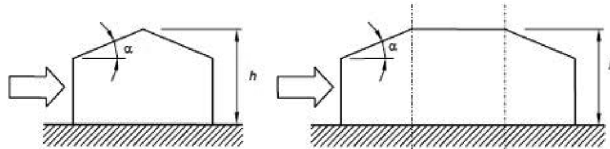



Figura C3.3.15 - *Schema delle coperture a padiglione*

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti riportati i Figura C3.3.16 e Tabella C3.3.XIII.

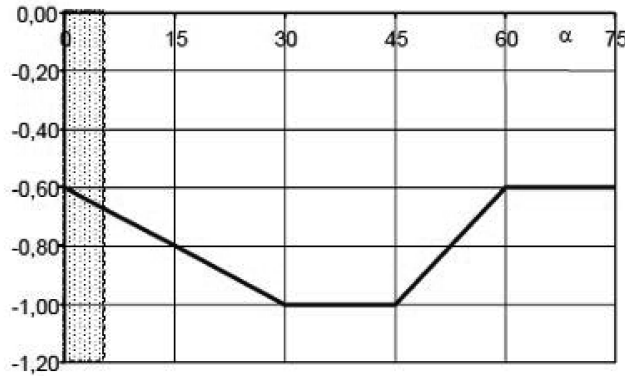



Figura C3.3.16 - *Coefficienti di pressione per coperture a padiglione: falde laterali*

Tabella C3.3.XIII - *Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.*

$0° \leq \alpha \leq 30°$	$c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$
$30° \leq \alpha \leq 45°$	$c_{pe} = -1,0$
$45° \leq \alpha \leq 60°$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$
$60° \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,6$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle coperture a padiglione di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.17 e in Tabella C3.3.XIV, il valore di e è pari al minimo fra b e 2h.

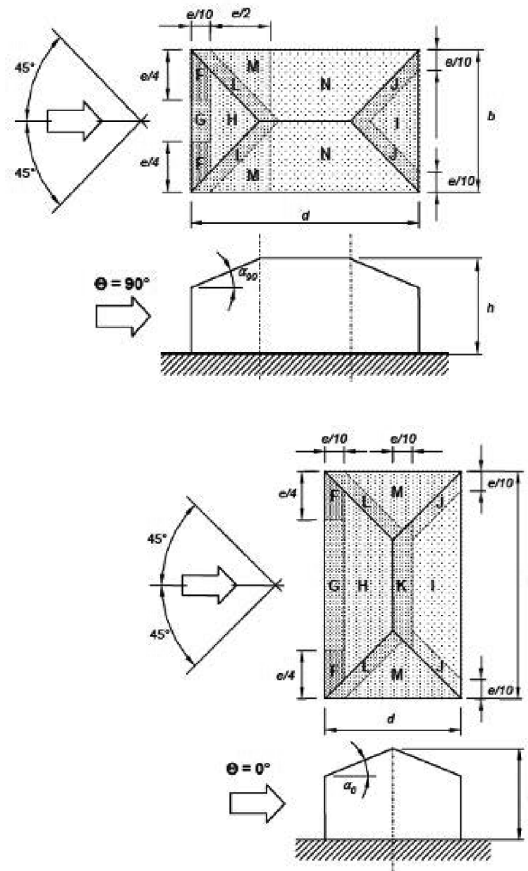



Figura C3.3.17 - Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione

Per la direzione del vento Θ = 0°, nel caso di inclinazioni di falda 5°≤α≤45°, ove è presente un doppio valore del coefficiente di pressione, vanno considerati due casi diversi: nel primo si adottano tutti i valori positivi dei coefficienti di pressione, nel secondo tutti i valori negativi; non occorre prendere in considerazione combinazioni di carico in cui i coefficienti di pressione assumano valori sia positivi sia negativi. E' possibile utilizzare un'interpolazione lineare per valori intermedi dell'angolo α, purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto. I valori dei coefficienti di pressione sono sempre da valutare in funzione dell'inclinazione della falda sopravento.

Tabella C3.3.XIV - *Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.*

<table>
<tr><th rowspan="3">α_0 per Θ=0°, α_{90} per Θ=90°</th><th colspan="18">Direzione del vento Θ = 0° e Θ = 90°</th></tr>
<tr><th colspan="2">F</th><th colspan="2">G</th><th colspan="2">H</th><th colspan="2">I</th><th colspan="2">J</th><th colspan="2">K</th><th colspan="2">L</th><th colspan="2">M</th><th colspan="2">N</th></tr>
<tr><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th><th>$c_{pe,10}$</th><th>$c_{pe,1}$</th></tr>
<tr><td rowspan="2">+ 5°</td><td>-1,7</td><td>-2,5</td><td>-1,2</td><td>-2,0</td><td>-0,6</td><td>-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,3</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,6</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,6</td><td rowspan="2">-1,2</td><td rowspan="2">-2,0</td><td rowspan="2">-0,6</td><td rowspan="2">-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,4</td></tr>
<tr><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">+ 15°</td><td>-0,9</td><td>-2,0</td><td>-0,8</td><td>-1,5</td><td colspan="2">-0,3</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-1,0</td><td rowspan="2">-1,5</td><td rowspan="2">-1,2</td><td rowspan="2">-2,0</td><td rowspan="2">-1,4</td><td rowspan="2">-2,0</td><td rowspan="2">-0,6</td><td rowspan="2">-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,3</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,2</td><td colspan="2">+0,2</td><td colspan="2">+0,2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">+ 30°</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td><td>-0,5</td><td>-1,5</td><td colspan="2">-0,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,4</td><td rowspan="2">-0,7</td><td rowspan="2">-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-1,4</td><td rowspan="2">-2,0</td><td rowspan="2">-0,8</td><td rowspan="2">-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,5</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">+ 45°</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2">0</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,3</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,6</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,3</td><td rowspan="2">-1,3</td><td rowspan="2">-2,0</td><td rowspan="2">-0,8</td><td rowspan="2">-1,2</td><td colspan="2" rowspan="2">-0,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,6</td></tr>
<tr><td>+ 60°</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">+0,7</td><td colspan="2">-0,3</td><td colspan="2">-0,6</td><td colspan="2">-0,3</td><td>-1,2</td><td>-2,0</td><td colspan="2">-0,4</td><td colspan="2">-0,2</td></tr>
<tr><td>+ 75°</td><td colspan="2">+0,8</td><td colspan="2">+0,8</td><td colspan="2">+0,8</td><td colspan="2">-0,3</td><td colspan="2">-0,6</td><td colspan="2">-0,3</td><td>-1,2</td><td>-2,0</td><td colspan="2">-0,4</td><td colspan="2">-0,2</td></tr>
</table>

C3.3.8.1.6 Coperture a falde multiple

L'altezza di riferimento $\overline{z_e}$ per le coperture a falde multiple, ossia le coperture composte da successioni contigue di coperture a semplice o a doppia falda è pari all'altezza massima h della copertura stessa. In generale, i coefficienti di pressione per le

coperture a falde multiple sono gli stessi forniti nei precedenti paragrafi per le coperture corrispondenti a semplice e a doppia falda.

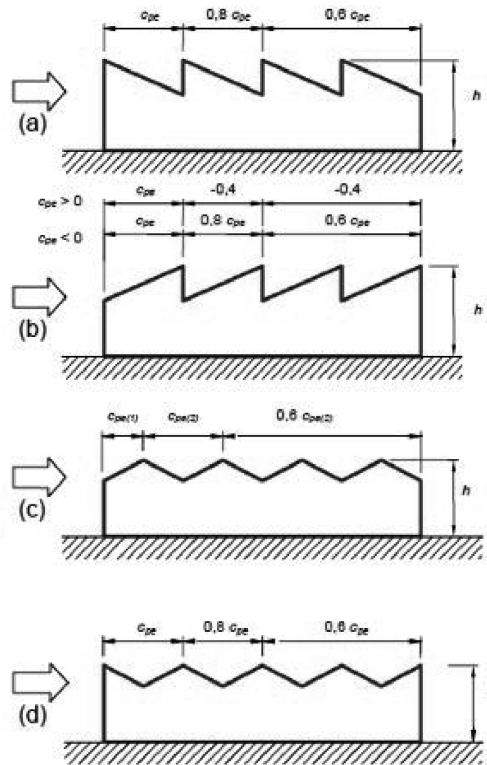



Figura C3.3.18 - *Suddivisione delle coperture a falda multipla*

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura C3.3.18, i coefficienti di pressione sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi indicati nella stessa figura. In particolare:

- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 (a), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola, con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato nella Figura C3.3.18 (b), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola, con inclinazione positiva. Nel caso in cui tali coefficienti siano positivi (c_{pe}> 0), nel secondo tratto e in quelli successivi si assume c_{pe} = -0,4. Nel caso in cui tali coefficienti siano negativi (c_{pe}< 0), essi sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 (c), si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo coperture a falda singola con inclinazione positiva. Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a falda doppia con inclinazione negativa; tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;
- nel caso riportato in Figura C3.3.18 (d), si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo coperture a falda doppia con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi.

C3.3.8.1.7 Coperture a volta cilindrica

La quota di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a $\overline{z_e} = h + f/2$ (in riferimento alla Figura C3.3.19 (a) e (b).

Nel caso di vento perpendicolare alle generatrici della copertura, la copertura è suddivisa in quattro zone distinte di uguale sviluppo:

- nella prima zona (A, sopravento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,A}$;
- nelle due zone intermedie (B) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,B}$;

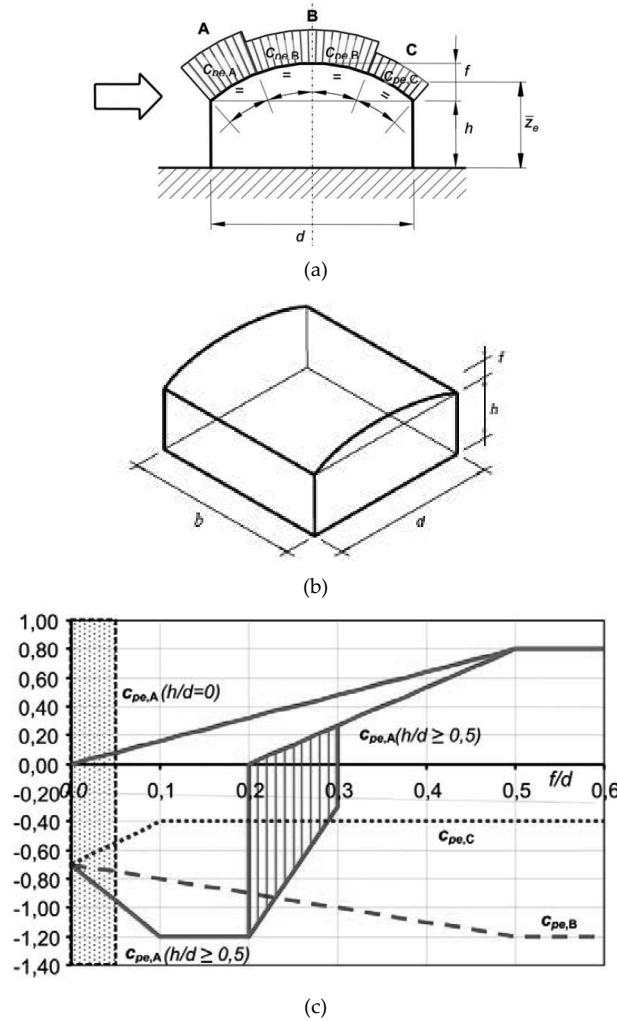
- nell'ultima zona (C, sottovento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,C}$.

I valori dei coefficienti di pressione $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$ sono forniti nella Figura C3.3.19 (c), in funzione dei rapporti h/d e f/d.

In particolare, per quanto riguarda il coefficiente $c_{pe,A}$:

- nel caso in cui $h/d \geq 0{,}5$, si considerano entrambi i valori riportati nel grafico;
- per valori intermedi tra h/d=0 e h/d=0,5, si possono interpolare linearmente i valori riportati.

Per valori di $f/d \leq 0{,}05$ si possono adottare i coefficienti di pressione delle coperture piane.

Nel caso di vento parallelo alle generatrici della copertura, in prima approssimazione, è lecito applicare i coefficienti di pressione relativi alle coperture piane.

a) e b) Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica,

c) Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica

Figura C3.3.19

C3.3.8.2 TETTOIE

Il presente paragrafo fornisce i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti.

Si definisce grado di bloccaggio ϕ, il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (Figura C3.3.20). Si identificano due situazioni limite:

- ϕ=0 corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- ϕ=1 corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione ϕ=1 è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta ϕ=0.

Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.

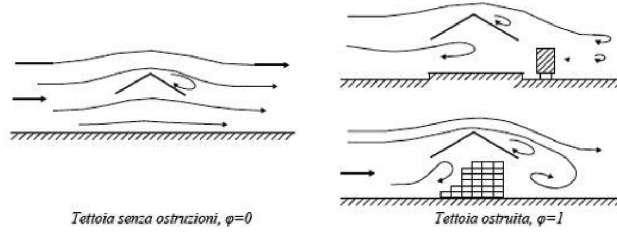



Figura C3.3.20 - *Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con ϕ=0 e ϕ=1*

Il presente paragrafo schematizza l'azione del vento sulle tettoie attraverso le forze F risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze sono quantificate dal prodotto dei coefficienti di forza, c_F, per la superficie della falda in esame e sono applicate nei punti indicati nel seguito per le varie tipologie di tettoia.

Per la valutazione più dettagliata del campo di pressione agente sulle tettoie, al fine di valutare azioni locali su elementi o su porzioni delle tettoie costituite da un singolo strato di copertura, si potrà fare riferimento a documenti di comprovata validità. La valutazione delle pressioni locali sulla faccia superiore e sulla faccia inferiore delle tettoie costituite da un doppio strato di copertura richiede valutazioni specifiche e, se necessario, lo svolgimento di prove in galleria del vento.

C3.3.8.2.1 Tettoie a falda singola

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio ϕ e dell'inclinazione α della falda. Per valori intermedi di ϕ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi ϕ=0 e ϕ=1. La quota di riferimento $\overline{z}_e$ è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2, ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

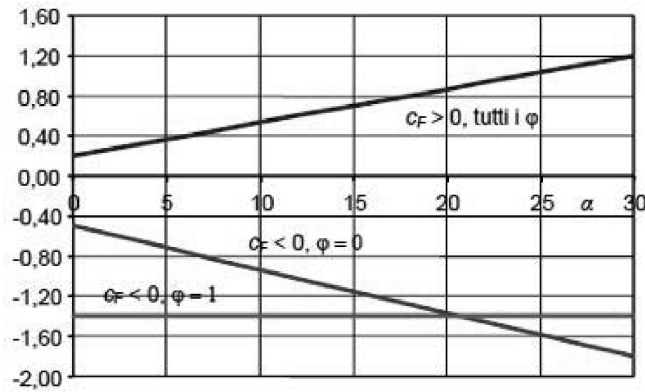



Figura C3.3.21 - *Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda*

Tabella C3.3.XV - *Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).*

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

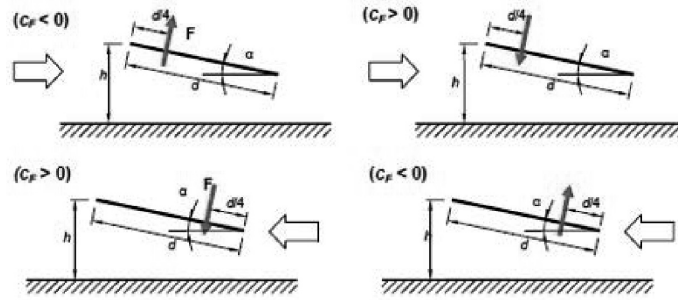
Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura C3.3.22, dove la forza risultante $F = q_P(z)\, L^2\, c_F$

Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

Figura C3.3.22

Le tettoie a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo possono essere analizzate, in prima approssimazione, come tettoie piane a semplice falda ($\alpha = 0°$).

C3.3.8.2.2 Tettoie a falda doppia

La Tabella C3.3.XVI e la relativa Figura C3.3.23 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a doppia falda (di uguale pendenza) con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio ϕ e dell'inclinazione α delle falde. Per valori intermedi di ϕ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi ϕ=0 e ϕ=1. La quota di riferimento $\overline{z_e}$ è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2, ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area di ciascuna falda della tettoia.

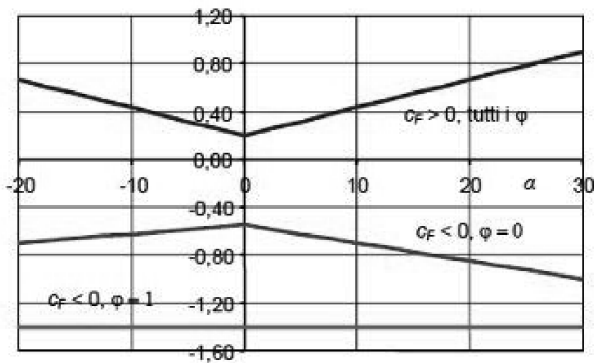



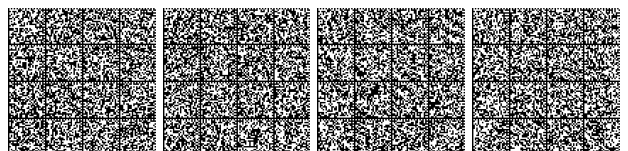
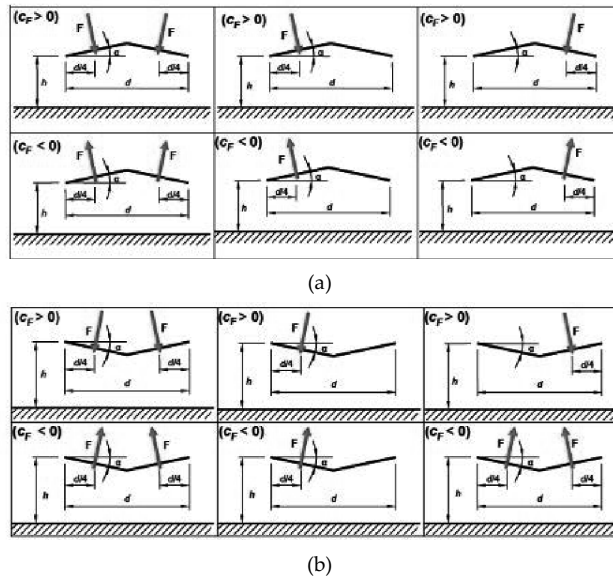
Figura C3.3.23 - *Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a falda doppia*

Tabella C3.3.XVI - *Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in °).*

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0{,}2 + 0{,}7\cdot\lvert\alpha\rvert/30$	
Valori negativi	φ = 0	α≤0°	$c_F = -0{,}5 + 0{,}1\cdot\alpha/10$
		α≥0°	$c_F = -0{,}5 - 0{,}2\cdot\alpha/10$
	φ = 1	tutti i valori di α	$c_F = -1{,}4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura C3.3.24, dove la forza risultante $F = q_P(z)\, L^2\, c_F$ è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse. Ciascuna falda delle tettoie a doppia falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo può essere analizzata, in prima approssimazione, come una tettoia piana a semplice falda ($\alpha = 0°$).

(a)

(b)

a) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per α>0°.

b) Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per α<0°

Figura C3.3.24

C3.3.8.2.3 Tettoie a falde multiple

Ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) può essere analizzata, in prima approssimazione, come una singola tettoia a doppia falda. Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione dei colmi, e per il solo tipo costruttivo illustrato in Figura C3.3.25 i coefficienti di forza sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi riportati in Tabella C3.3.XVII, secondo lo schema indicato nella stessa Figura C3.3.25.

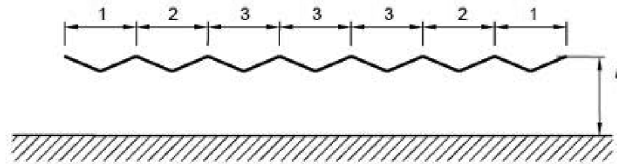



Figura C3.3.25 - *Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi*

Tabella C3.3.XVII - *Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in °).*

Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di φ	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

C3.3.8.3 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER PARETI VERTICALI DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale.

Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

I coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/b, essendo h l'altezza della costruzione e b il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds R_e e dalla scabrezza k della superficie. Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto h/b sia maggiore di 5, si faccia riferimento alle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità.

La distribuzione altimetrica della pressione in generale è diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato. Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta (h ≤ b), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ($\overline{z_e} = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione (b < h ≤ 5·b), si definiscono due zone distinte:

- nella prima parte della costruzione, sino alla quota z = b, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\overline{z_e} = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza;
- nella parte superiore della costruzione, per z compreso fra b e h, la quota di riferimento $\overline{z_e}$ può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri:
    1. l'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ($\overline{z_e} = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote z=b e z=h. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale;
    2. la costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} sono forniti dalla relazione:

$$c_{pe} = c_{peo} \psi_{\lambda\alpha} \qquad \text{[C3.3.4]}$$

dove:

c_{peo} è il coefficiente di pressione esterna per un cilindro circolare di lunghezza teoricamente infinita;

$\psi_{\lambda\alpha}$ è un coefficiente che tiene conto della lunghezza finita del cilindro (effetti di bordo).

Il coefficiente di pressione esterna c_{peo} è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} c_{peo}(\alpha_p) &= 1-(1-c_{pm})\cdot\sin^2\left(\frac{\pi\cdot\alpha_p}{2\cdot\alpha_m}\right) && \text{per } 0° \le \alpha_p \le \alpha_m \\ c_{peo}(\alpha_p) &= c_{pb}-(c_{pb}-c_{pm})\cdot\cos^2\left(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\alpha_p-\alpha_m}{\alpha_b-\alpha_m}\right) && \text{per } \alpha_m \le \alpha_p \le \alpha_b \qquad \text{[C3.3.5]} \\ c_{peo}(\alpha_p) &= c_{pb} && \text{per } \alpha_b \le \alpha_p \le 180° \end{aligned}$$

dove α_p è l'angolo indicato in Figura C3.3.26, espresso in gradi (°); i parametri c_{pm}, c_{pb}, α_m e α_b hanno il significato illustrato nella stessa Figura C3.3.26. La Tabella C3.3.XVIII riporta alcuni valori indicativi di tali parametri, corrispondenti a diversi numeri di Reynolds R_e valutati attribuendo alla lunghezza di riferimento il valore del diametro b, e assumendo $k/b \le 0{,}5\cdot 10^{-3}$.

Il coefficiente $\psi_{\lambda\alpha}$ è fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda\alpha} &= 1 && \text{per } 0° \le \alpha_p \le \alpha_m \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda + (1-\psi_\lambda)\cdot\cos\left[\frac{\pi}{2}\cdot\left(\frac{\alpha_p-\alpha_m}{\alpha_b-\alpha_m}\right)\right] && \text{per } \alpha_m \le \alpha_p \le \alpha_b \qquad \text{[C3.3.6]} \\ \psi_{\lambda\alpha} &= \psi_\lambda && \text{per } \alpha_b \le \alpha_p \le 180° \end{aligned}$$

dove α_p è espresso in gradi (°); ψ_λ è un coefficiente di snellezza. Per le costruzioni trattate nel presente paragrafo (h/d ≤ 5), può porsi ψ_λ= 2/3.

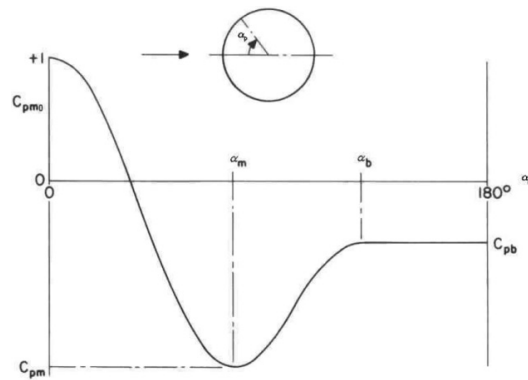



Figura C3.3.26 - *Coefficiente di pressione esterna c_{peo}*

Tabella C3.3.XVIII - *Valori indicativi dei parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b per k/b ≤ 0,5·10⁻³*

Re	c_{pm}	c_{pb}	α_m [°]	α_b [°]
$5\cdot10^5$	-2,2	-0,4	85	135
$2\cdot10^6$	-1,9	-0,7	80	120
10^7	-1,5	-0,8	75	105

C3.3.8.4 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER COPERTURE SFERICHE DI EDIFICI A PIANTA CIRCOLARE

Per coperture a cupola sferica, l'altezza di riferimento è pari a $\bar{z}_e$=h+f/2. Sulla superficie della copertura si applica una distribuzione di pressione variabile lungo la direzione del vento incidente, mantenendo i valori dei coefficienti di pressione costanti lungo gli archi di cerchio ottenuti dall'intersezione della superficie sferica con i piani ortogonali alla direzione del vento. I valori dei coefficienti di pressione sono riportati nella Figura C3.3.27 e sono indicati con $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$; essi sono riferiti, rispettivamente, al bordo sopravento (zona A), alla zona centrale della copertura (zona B) e al bordo sottovento (zona C); per la valutazione del valore del coefficiente di pressione lungo lo sviluppo della copertura si può utilizzare un'interpolazione lineare tra i tre valori indicati. Per valori intermedi del rapporto h/d rispetto a quelli riportati nella Figura C3.3.27 si può adottare un'interpolazione lineare.

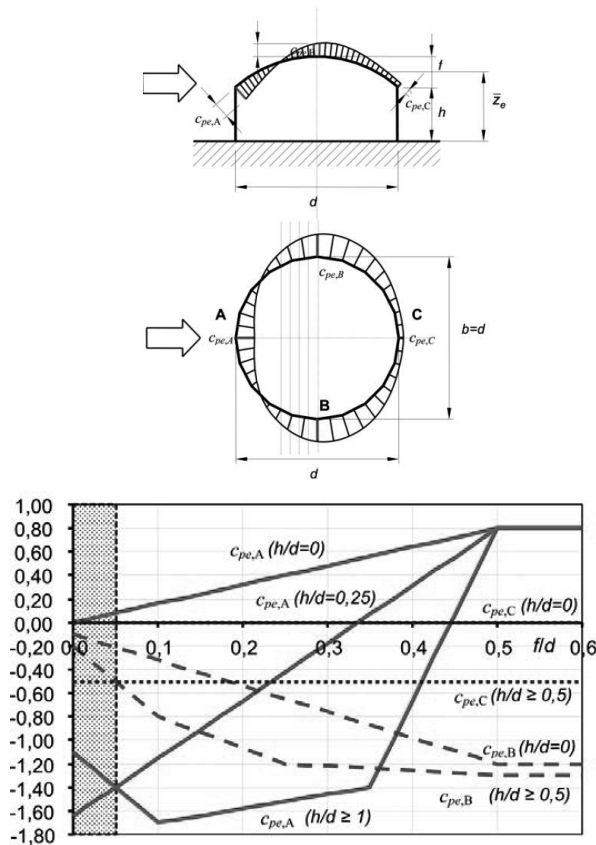



Figura C3.3.27 - *Schema di riferimento per cupole sferiche*

C3.3.8.5 **PRESSIONI INTERNE**

Le pressioni interne agli edifici dipendono dalla superficie delle aperture che questi presentano verso l'esterno. Si possono verificare i tre casi seguenti:

Caso 1

Se per almeno due facce dell'edificio l'area totale delle aperture presenti su ciascuna faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa si applicano le prescrizioni riportate nel § C3.3.8.2 (tettoie).

Caso 2

Se l'edificio non rientra nel caso precedente, ma presenta una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0{,}75 \cdot c_{pe}$; se invece l'area delle aperture presenti su detta superficie è pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture presenti sulle rimanenti superfici, il coefficiente di pressione interna c_{pi} è pari a $0{,}90 \cdot c_{pe}$.

L'altezza di riferimento $\overline{z}_i$ è pari all'altezza di riferimento $\overline{z}_e$ relativa alla superficie dominante.

Caso 3

Se l'edificio non rientra in nessuno dei casi precedenti, ma è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, in assenza di determinazioni più dettagliate, per le quali si farà riferimento a documenti di comprovata validità, si possono assumere i valori $c_{pi} = +0{,}2$ e $c_{pi} = -0{,}3$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

L'altezza di riferimento $\overline{z}_i$ è pari all'altezza massima dell'edificio.

C3.3.8.6 **COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI**

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per i coefficienti c_p i valori seguenti.

C3.3.8.6.1 Travi isolate

Indicate con:

S la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \qquad [C3.3.7]$$

la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p:

$$c_p = 2 - \frac{4}{3}\varphi \qquad \text{per } 0 \le \varphi < 0{,}3$$

$$c_p = 1{,}6 \quad \text{per } 0{,}3 \le \varphi \le 0{,}8 \qquad [C3.3.8]$$

$$c_p = 2{,}4 - \varphi \qquad \text{per } 0{,}8 < \varphi \le 1$$

C3.3.8.6.2 Travi multiple

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h, il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

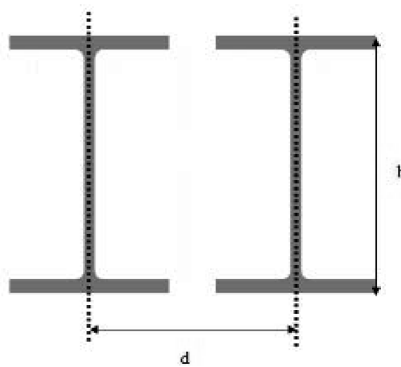



Figura C3.3.28 – *Travi parallele*

Per d/h ≥ 5 gli elementi vengono considerati come isolati.

Per 2 < d/h < 5 si procede all'interpolazione lineare.

C3.3.8.7 COEFFICIENTI DI PRESSIONE PER TORRI E PALI A TRALICCIO A SEZIONE RETTANGOLARE O QUADRATA

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i c_p sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2{,}4 & \textit{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2{,}8 & \textit{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

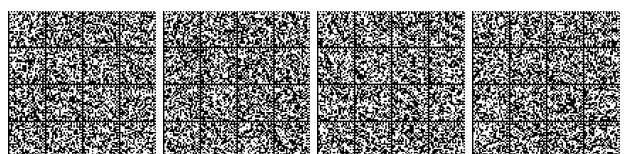
Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare, per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

C3.3.8.8 COEFFICIENTE DI ATTRITO

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella C3.3.XIX.

Tabella C3.3.XIX - *Valori del coefficiente d'attrito*

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

C3.3.9 COEFFICIENTE DINAMICO

A parte il cambio di numerazione (nelle NTC 2008 era il 3.3.8) questo paragrafo rimane immutato nel passaggio dalle NTC 2008 alle NTC 2018.

C3.3.10 AVVERTENZE PROGETTUALI

Questo paragrafo contiene in linea generale le indicazioni precedentemente contenute nel §3.3.9 (particolari precauzioni progettuali) delle NTC 2008, relative alle cautele da adottarsi nei con fronti di strutture particolarmente snelle e deformabili sotto l'azione del vento. Peraltro le indicazioni relative agli effetti del distacco di vortici da strutture cilindriche snelle, precedentemente presenti nelle NTC2008, vengono riportate qui di seguito.

C3.3.11 DISTACCO DI VORTICI

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza di tipo armonico ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza fs è data dalla formula di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b} \qquad [C3.3.9]$$

dove:

b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale del corpo;

v_m è la velocità media del vento;

St è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione, del suo orientamento rispetto alla direzione del vento e del numero di Reynolds. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo, St = 0,2 per le sezioni circolari (dove b è il diametro), St = 0,1 per le sezioni quadrate (dove b è il lato).

La velocità critica di distacco dei vortici per l'*i*-esimo modo di vibrazione della struttura perpendicolare alla direzione del vento, $v_{cr,i}$, è la velocità media del vento v_m che determina una condizione di risonanza $n_s = n_k$ ad una generica quota z della struttura. Dalla [C3.3.9] risulta:

$$v_{cr,i} = \frac{n_i \cdot b}{St} \qquad [C3.3.10]$$

Si raccomanda di valutare gli effetti del distacco dei vortici, facendo ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione o tramite metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati, per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_{m,l} \qquad [C3.3.11]$$

dove $v_{m,l}$ è la velocità media del vento, valutata alla quota alla quale si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di progetto indicato al §3.3.2 per valutare la velocità di riferimento v_r.

Si osservi cha la condizione critica di risonanza dà luogo ad oscillazioni tanto più grandi quanto più piccolo è il numero di Scruton fornito dall'espressione:

$$Sc = \frac{4\pi \cdot m \cdot \xi}{\rho \cdot b^2} \qquad [C3.3.12]$$

dove:

m è la massa del corpo per unità di lunghezza;

ξ è il coefficiente di smorzamento strutturale;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

In termini generali può dirsi che:

- se Sc > 30, il distacco dei vortici non è in generale particolarmente gravoso; tuttavia, si suggerisce di effettuare ugualmente opportune verifiche;
- se 5 < Sc < 30, il distacco dei vortici va analizzato nei riguardi delle verifiche agli SLU e della fatica indotta dalla ripetizione dei cicli di oscillazione;
- se Sc < 5, le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici possono essere di grande ampiezza e notevolmente pericolose; si raccomanda pertanto massima cautela.

C3.4 AZIONI DELLA NEVE

C3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Nelle NTC 2018 il valore del carico della neve sulle coperture è fornito da una espressione [3.4.1] contenente gli stessi elementi presenti in quella utilizzata nelle NTC 2008 [3.3.7] ma disposti in ordine differente; ciò porta a variare l'ordine dei successivi paragrafi: il coefficiente di forma è perciò descritto al § 3.4.3; il coefficiente di esposizione al § 3.4.4; il coefficiente termico al § 3.4.5.

C3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Nel passaggio dalle precedenti alle attuali NTC si conserva la suddivisione del territorio nazionale in tre zone (viene anche confermata la suddivisione della zona I in due sottozone: alpina e mediterranea) che conservano immutato sia i valori al suolo, sia l'incremento degli stessi con l'altitudine. Vengono però spostate 5 provincie dalla zona III alla zona II ed introdotte 3 provincie di nuova creazione (1 in zona I e 2 in zona II). Rispetto alle precedenti NTC nelle attuali vengono anche introdotti i periodi di ritorno da adottare per le fasi transitorie di durata compresa fra 1 e 3 mesi ovvero fra 3 mesi ed 1 anno.

Si può stimare un diverso valore di riferimento q_{s_n} corrispondente a T_n anni di periodo di ritorno impiegando l'espressione C.3.4.1.

In esse il coefficiente v di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve potrà essere assunto, salvo specifici studi adeguati e documentati, pari a $\nu = 0{,}6$.

$$q_{s_n} = q_{s_k} \left\{ \frac{1 - \nu \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722]}{(1 - 2.5923\nu)} \right\} \qquad [C3.4.1]$$

dove

q_{s_k} è il valore caratteristico del carico della neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);

q_{s_n} è il carico della neve al suolo riferito ad un periodo di ritorno di n anni;

P_n è la probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a 1/ n, dove n è il corrispondente periodo di ritorno espresso in anni;

ν è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve, stimato per la regione considerata.

In riferimento alla figura **C3.4.1** n è il periodo di ritorno in anni, α_R è il rapporto $\frac{q_{s_n}}{q_{s_k}}$.

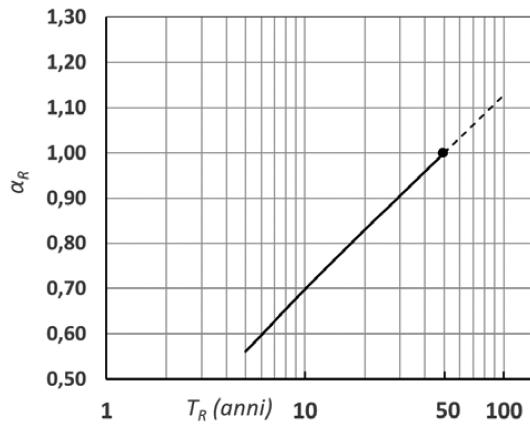



Figura C3.4.1 – *Adattamento del carico della neve al suolo al variare del periodo di ritorno (coefficiente di variazione ν = 0.6)*

C3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

Nel § 3.4.3 delle NTC sono indicati i coefficienti di forma per le coperture ad una e a due falde (§§ 3.4.3.2 e 3.4.3.3); qui di seguito sono riportati i coefficienti di forma per le seguenti tipologie di copertura, sia per il carico da neve depositata in assenza di vento che in presenza di vento:

- coperture a più falde;
- coperture cilindriche;
- coperture adiacenti e vicine a costruzioni più alte.

Vengono, poi, fornite indicazioni riguardo agli effetti locali, che si generano in presenza di:

- sporgenze;
- neve aggettante rispetto al bordo della copertura;
- barriere paraneve.

Per numerose tipologie di coperture (a 2 falde, a più falde, cilindriche, ecc.) sono riportate più condizioni di carico alternative per l'azione della neve, che debbono essere tutte considerate, assumendo ovviamente la condizione più severa per la struttura considerata. L'esistenza di più condizioni di carico deriva dalle modalità dell'effetto combinato neve-vento durante la precipitazione nevosa, che può determinare accumuli di neve o riduzione di neve, a seconda della zona di copertura considerata e della direzione del vento. Questo specifico fenomeno è appunto quello che determina le condizioni di carico alternative previste dalle NTC, che debbono essere tutte considerate nelle verifiche, indipendentemente dalla concomitanza nelle combinazioni con l'azione del vento.

C3.4.3.1 **GENERALITÀ**

La figura C3.4.2 illustra i valori dei coefficienti di forma per le tipologie di copertura ad una, a due o a più falde, al variare dell'angolo α di inclinazione della falda sull'orizzontale, espresso in gradi sessagesimali. Gli stessi valori sono riportati nella Tabella C3.4.I.

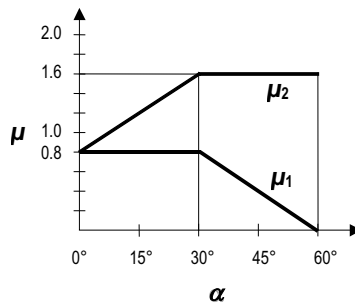



Figura C3.4.2 - *Coefficienti di forma per il carico neve*

Tabella C3.4.I - *Coefficienti di forma per il carico neve*

Angolo di inclinazione della falda α	$0° \le \alpha \le 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8\ \alpha/30$	1,6	--

C3.4.3.2 **COPERTURA AD UNA FALDA**

Nel caso di edifici con copertura piana la riduzione del manto sulla copertura, operata dal vento, risulta via via meno efficace al crescere delle dimensioni in pianta dell'edificio.

Si raccomanda di tenere conto di questi effetti per coperture estese, attraverso un opportuno incremento del coefficiente μ_1, di cui alla tabella 3.4.II, secondo formulazioni contenute in documenti di comprovata validità.

In assenza di indicazioni più specifiche, definita la dimensione equivalente in pianta L_c

$$L_c = 2W - \frac{W^2}{L} \qquad [C3.4.2]$$

in cui:

- W in m, è la minore delle dimensioni in pianta della copertura;
- L in m, è la maggiore delle dimensioni in pianta della copertura,

si considerano "estese" le coperture aventi L_c> 50 m ed il coefficiente μ_1 potrà essere assunto pari a:

$$\mu_1 = 0{,}8\ C_{e,F} \qquad [C3.4.3]$$

in cui:

$$C_{e,F} = \begin{cases} 1{,}0 \text{ per} L_c < 50m \\ 1{,}25 - 0{,}25\ e^{-(L_c - 50m)/200m} \end{cases} \qquad [C3.4.4]$$

C3.4.3.3 **COPERTURA A DUE FALDE (O PIÙ)**

Si devono considerare, in alternativa, le due condizioni Caso (i) ed Caso (ii) riportate nella Figura C3.4.3.

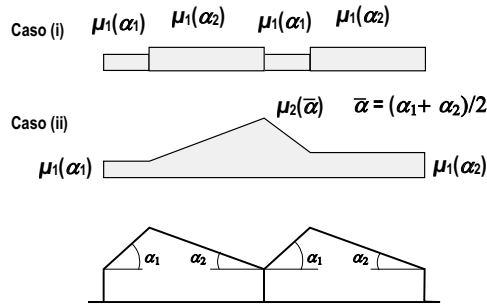



Figura C3.4.3 - *Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde*

Qualora una o entrambe le falde convergenti in un compluvio abbiano una inclinazione superiore a 60°, si dovrà prestare particolare attenzione alla scelta dei coefficienti di forma da utilizzare. In particolare si dovrà tenere presente che l'intensità degli accumuli che si vengono a formare nelle zone di compluvio è funzione dell'azione di redistribuzione della neve operata dal vento e della altezza del compluvio.

L'effetto degli accumuli in presenza di irregolarità del piano di copertura, quali ad esempio coperture con elementi prefabbricati, dovrà essere considerato solo per compluvi nei quali la larghezza delle campate (tratto sotteso dalle due falde adiacenti di inclinazione α_1 e α_2) sia superiore a 3,5 m e per angoli di inclinazione delle falde superiori o uguali a 30°. Per campate di dimensione e/o di inclinazione inferiore si può assumere, in via semplificativa, che la corrugazione della copertura sia ininfluente per la formazione di accumuli nelle zone di compluvio.

C3.4.3.3.1 Copertura cilindrica

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Si devono considerare in alternativa le due condizioni denominate Caso (i) e Caso (ii), riportate in Figura C.3.4.4.

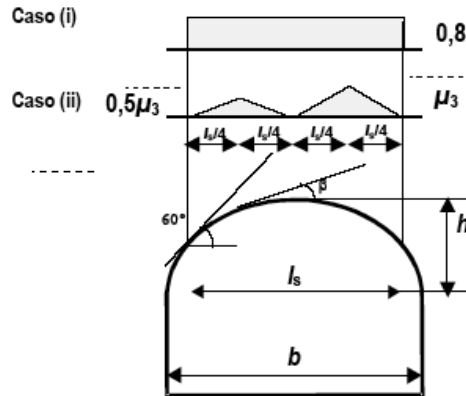



Figura C3.4.4 - ***Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche***

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

- per $\beta > 60°$, $\mu_3 = 0$
- per $\beta \leq 60°$, $\mu_3 = 0{,}2 + 10\ h/b$, con $\mu_3 \leq 2{,}0$.

C3.4.3.3.2 Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte

Si dovrà considerare la condizione denominata Caso (i) nella Figura C.3.4.5 e si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due fenomeni seguenti:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore;
- deposito della neve nella zona di "*ombra aerodinamica*".

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

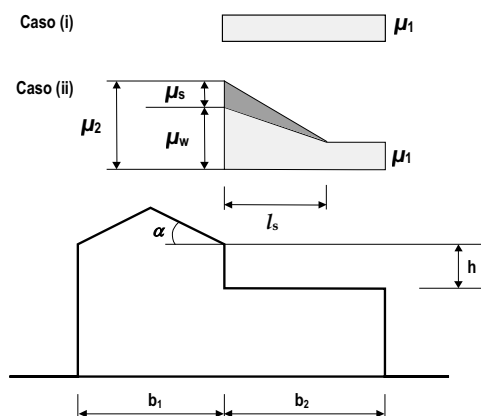



Figura C.3.4.5 - *Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte*

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$\mu_1 = 0{,}8$ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

in cui:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

per $\alpha \leq 15°$, $\mu_s = 0$

per $\alpha > 15°$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk} \qquad \text{[C3.4.5]}$$

in cui γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m³], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m³.

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$0{,}8 \leq \mu_w \leq 4{,}0$.

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15$ m.

Nel caso in cui $b_2 < l_s$ il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di μ_1 e μ_2.

C3.4.3.3.3 Effetti locali

Le indicazioni che seguono sono da intendersi riferite a fenomeni locali, che debbono essere presi in considerazione per la verifica delle membrature da questi direttamente interessate. Le condizioni di carico non dovranno pertanto fare oggetto di specifiche combinazioni di carico che interessino l'intera struttura.

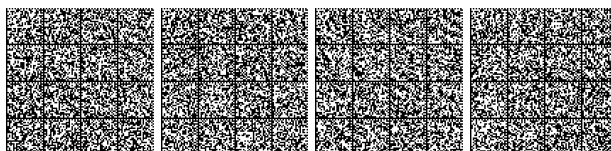
C3.4.3.3.4 Accumuli in corrispondenza di sporgenze

La presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di "*ombra aerodinamica*" del vento.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$\mu_1 = 0{,}8$ e $\mu_2 = \gamma h/q_{sk}$, con la limitazione: $0{,}8 \leq \mu_2 \leq 2{,}0$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m³;

$l_s = 2h$, con la limitazione: $5 \leq l_s \leq 15$ m.

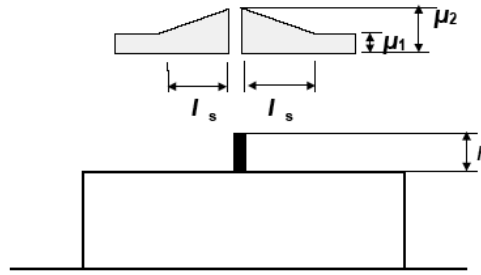



Figura C3.4.6 - *Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni*

C3.4.3.3.5 Neve aggettante dal bordo di una copertura

In località poste a quota superiore a 800 m sul livello del mare, nella verifica delle parti di copertura a sbalzo sulle murature di facciata si dovrà considerare l'azione della neve sospesa oltre il bordo della copertura, sommato al carico agente su quella parte di tetto, secondo lo schema illustrato nella Figura C3.4.7.

I carichi dovuti alla neve sospesa in aggetto saranno considerati agenti in corrispondenza del bordo della copertura e si possono calcolare mediante l'espressione:

$$q_{se} = k\, q_s^2 / \gamma \qquad \text{[C3.4.6]}$$

dove:

- q_{se} è il carico della neve per unità di lunghezza dovuto alla sospensione (vedasi la Figura C3.4.7);
- q_s è il carico corrispondente alla distribuzione del manto più sfavorevole per la copertura in esame;
- γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 3,0 kN/m³;
- k è un coefficiente funzione della irregolarità della forma della neve, pari a k=3/d, con $k \leq d\gamma$, essendo $d$la profondità del manto nevoso sulla copertura in m (vedasi la Figura C.3.4.7).

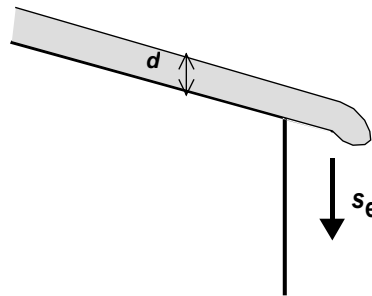



Figura C3.4.7 - *Neve aggettante dal bordo di una copertura*

C3.4.3.3.6 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

In talune condizioni la neve può scivolare via da un tetto a falde o curvo. In questo caso si assume pari a zero il coefficiente di attrito tra la massa di neve e la superficie della copertura.

L'azione statica F_s impressa da una massa di neve che scivola su barriere paraneve o altri ostacoli, nella direzione dello scivolamento, per unità di lunghezza dell'edificio può essere assunta uguale a:

$$F_s = q_s\, b \sin\alpha \qquad \text{[C3.4.7]}$$

dove:

- q_s è il carico della neve sulla copertura, relativo alla distribuzione uniforme più sfavorevole tra quelle proprie della zona dalla quale la neve potrebbe scivolare;
- b è la distanza in pianta (misurata in orizzontale) tra il paraneve o l'ostacolo ed il successivo paraneve o il colmo del tetto;
- α angolo di inclinazione del tetto, misurato a partire dall'orizzontale.

C3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO

L'adozione di valori inferiori all'unità del coefficiente termico è da sconsigliarsi in linea generale.

Laddove adeguatamente motivato può applicarsi solamente per coperture ricadenti in località nelle quali il carico della neve al suolo è superiore a 1,5 kN/m^2, e caratterizzate da trasmittanza superiore a 1 W/m^{2}K°

Per edifici nei quali la temperatura interna è mantenuta intenzionalmente sotto 0°C (edifici frigoriferi, impianti per il pattinaggio su ghiaccio ecc.) si raccomanda di assumere il valore del coefficiente termico pari a 1,2, indipendentemente dal valore del carico neve al suolo.

C3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

Larga parte di questo Capitolo resta invariato al passaggio dalle precedenti NTC alle attuali. In particolare non vengono modificati né il § 3.5.1 relativo alle generalità, né il § 3.5.3 in cui si definisce la temperatura dell'aria interna, né il § 3.5.4 relativo alla distribuzione della temperatura negli elementi strutturali, né il § 3.5.5 che definisce le azioni termiche sugli edifici, né il § 3.5.6 che fornisce indicazioni relativamente alle precauzioni da adottare per le strutture soggette ad azioni termiche speciali, né infine il § 3.5.7 relativo alle valutazioni degli effetti delle azioni termiche sui materiali strutturali.

C3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Modifiche significative sono state apportate solo in questo paragrafo relativo alle temperature massime e minime da adottarsi per l'aria esterna; tali temperature, che nelle precedenti NTC venivano assunte uguali per l'intero territorio nazionale, nelle attuali vengono differenziate suddividendo il territorio nazionale in quattro zone ed in ciascuna di esse tenendo anche conto della quota del sito della costruzione sul livello del mare. In questo paragrafo vengono anche indicati i valori dei periodi di ritorno delle temperature dell'aria da assumere per fasi transitorie di durata compresa fra uno e tre mesi, ovvero fra tre mesi ed un anno.

C3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni per la quantificazione degli effetti delle azioni eccezionali che intervengono in scenari di rischio ben identificati quali incendi, esplosioni ed urti. Attraverso la combinazione eccezionale delle azioni, di cui al § 2.5.3, è possibile dimensionare le membrature interessate da tali azioni.

Gli scenari di rischio da prendere in considerazione nella progettazione sono riportati in specifici decreti e regolamenti o, in assenza, in documenti di comprovata validità. Fermi restando gli scenari sopra descritti il committente può individuare ulteriori specifici scenari sulla base di una valutazione del rischio.

La norma UNI EN 1991-1-2 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti dell'incendio.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio d'incendio, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti al fuoco, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 9 marzo 2007 o, in alternativa, nel D.M. 3 agosto 2015.

La norma UNI EN 1991-1-7 fornisce regole di carattere generale per la salvaguardia degli edifici e delle opere di ingegneria civile nei confronti di azioni derivanti da esplosioni e urti.

Per le costruzioni progettate per limitare il rischio di esplosioni, ai fini della salvaguardia dell'individuo e della collettività, nonché delle proprietà limitrofe e dei beni direttamente esposti, occorre anche tenere conto delle disposizioni contenute nel D.M. 3 agosto 2015

C3.6.1 INCENDIO

C3.6.1.1 DEFINIZIONI

Si chiariscono di seguito le seguenti definizioni:

- la capacità di compartimentazione è riferibile ai requisiti REI nonché ad ulteriori requisiti aggiuntivi attribuibili agli elementi delimitanti un compartimento antincendio ai fini della mitigazione del rischio di incendio. Utili indicazioni in merito sono riportate nel D.M. 16 febbraio 2007, nel D.M. 3 agosto 2015 e nella UNI EN 13501-2;
- il *carico d'incendio* è il potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, corretto in base ai parametri indicativi della partecipazione alla combustione dei singoli materiali. Come conseguenza si rende più sintetica la definizione di *carico d'incendio specifico*, con la precisazione che è riferito all'unità di superficie lorda e che le indicazioni per il calcolo del carico di incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono fornite nel decreto del Ministro dell'Interno 9 marzo 2007 e nel D.M. 3 agosto 2015; la definizione del carico di incendio specifico di progetto può essere altresì effettuata attraverso la norma UNI EN 1991-1-2 integrata dalla corrispondente Appendice Nazionale che richiama i due decreti citati.

Si precisa che nel caso di presenza di elementi strutturali *lignei* è possibile considerare solo una quota parte del loro contributo alla determinazione del carico di incendio, da definire con riferimento a riconosciute normative o documenti di comprovata validità; utili riferimenti sono disponibili nella lettera circolare della Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica del Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della Difesa Civile prot. P414/4122 sott. 5 del 28/5/2008 o nel D.M. 3 agosto 2015.

C3.6.1.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Con riferimento al § 3.6.1.2 delle NTC, le disposizioni del Ministero dell'interno richiamate al punto precedente, sono contenute nei seguenti decreti:

- D.M. 9 marzo 2007: Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del corpo nazionale dei Vigili del Fuoco;
- D.M. 3 agosto 2015: Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.

Sono fatte salve quelle costruzioni per le quali le caratteristiche di resistenza al fuoco sono predeterminate da specifici regolamenti di prevenzione incendi che disciplinano specifiche attività, emessi ai sensi dell'art. 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139 (ad. es. Attività ricettive turistico-alberghiere, attività di intrattenimento e pubblico spettacolo, impianti sportivi, ecc.).

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi definiti al § 2.2.3, sono individuate in termini di Livello (in una scala da I a V) nella Tab. 3.5.IV (che non ha subito modifiche rispetto all'edizione 2008 delle NTC). La scelta del Livello di prestazione (e delle connesse classi di resistenza al fuoco) va effettuata, in generale, tenendo conto della destinazione d'uso ed estensione/altezza dell'edificio, del tipo e quantitativo di materiale combustibile in esso presente, del massimo affollamento ipotizzabile e delle misure di protezione antincendio presenti nell'opera, con le precisazioni di cui al primo capoverso del presente paragrafo.

Si precisa che la resistenza al fuoco richiesta, se misurata in minuti di incendio standard secondo la curva ISO 834 che approssima l'accrescimento delle temperature a partire dal momento di incendio generalizzato (flash over), è una quantificazione convenzionale non direttamente confrontabile con i tempi reali di evacuazione o di intervento.

Il progetto delle strutture sulla base di detta resistenza convenzionale porta comunque ad una capacità coerente con i richiesti livelli di prestazione

C3.6.1.3 CLASSI DI RESISTENZA AL FUOCO

Le classi di resistenza al fuoco sono da riferirsi all'incendio nominale di riferimento per il compartimento antincendio: in genere l'incendio di riferimento è costituito dalla curva nominale ISO 834. Non è ovviamente esclusa la possibilità di applicazione delle classi a differenti incendi nominali (idrocarburi, incendi esterni).

C3.6.1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio può essere determinata sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, valutando opportunamente lo schema statico di riferimento e secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato. In generale, in caso di ricorso a curve di incendio naturali, ci si riferisce all'intero schema strutturale. In caso di adozione di curve di incendio nominali è possibile effettuare analisi per singoli elementi strutturali.

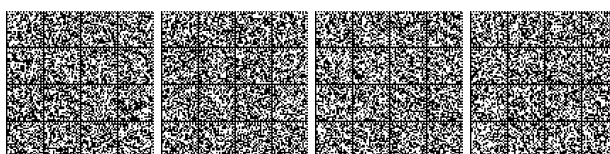
C3.6.1.5 PROCEDURA DI ANALISI DELLA RESISTENZA AL FUOCO

C3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, si precisa che l'andamento delle temperature è valutato con riferimento a una delle due seguenti condizioni:

- curva nominale d'incendio, da individuare tra quelle indicate successivamente, per l'intervallo di tempo di esposizione pari alla classe di resistenza al fuoco prevista, senza alcuna fase di raffreddamento;
- curva naturale d'incendio, da individuare tenendo conto dell'intera durata dello stesso, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente oppure a condizioni termiche ritenute ininfluenti per le strutture.

Si evidenzia infine la possibilità di utilizzare specifiche curve nominali, ulteriori rispetto a quelle citate nel paragrafo C3.6.1.1, per descrivere particolari scenari di incendio, purché di comprovata validità ("*slow heating curve*", descritta al punto 4.3 della norma UNI EN 13501-2; "*tunnel curve*", non ancora standardizzata a livello europeo, ma codificata in Italia (UNI 11076), Olanda (RWS), in Germania (ZTV) o in Francia (HCM, Curva degli idrocarburi modificata; etc.).

C3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico

Il comportamento meccanico della struttura è analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura, con le regole specificate ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Sono da considerarsi le combinazioni dovute alle azioni eccezionali definite al § 2.5.3 trascurando la concomitanza con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tenere conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni indirette dovute alle dilatazioni termiche contrastate ad eccezione di quando sia riconoscibile a priori che esse siano trascurabili o favorevoli. Le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento a curve nominali d'incendio e alle corrispondenti classi di resistenza al fuoco.

C3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza

La verifica di resistenza al fuoco può essere eseguita nei domini delle resistenze, del tempo o delle temperature come specificato ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.11 delle NTC.

Qualora si eseguano verifiche con curve nominali di incendio la verifica di resistenza può essere effettuata senza tener conto della fase di raffreddamento che invece deve essere presa in considerazione quando si faccia riferimento a curve di incendio naturale, in accordo a quanto disposto al § 3.6.1.5.1 delle NTC.

Fermo restando il rispetto delle disposizioni legislative emanate ai sensi del D.Lgs. 139/2006, nel caso in cui i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture sia previsto che siano mantenuti per un periodo limitato (ad esempio, livello di prestazione II di tab. 3.5.IV), la verifica della capacità portante delle strutture potrà essere limitata a un tempo di esposizione all'incendio naturale congruente con il livello di prestazione scelto. Il D.M. 3/8/2015 quantifica il tempo di verifica per il livello II in caso di curve naturali nel doppio del tempo richiesto per l'esodo degli occupanti con un minimo di 30 minuti a decorrere dall'innesco.

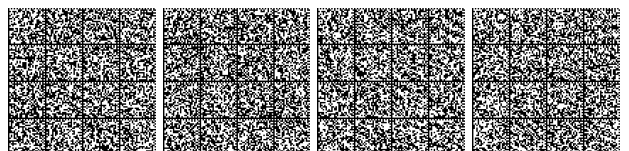
C3.6.2 ESPLOSIONI

C3.6.2.3 MODELLAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE ALLE ESPLOSIONI

Si precisa che le esplosioni esercitano sulle costruzioni onde di pressione.

Per le costruzioni usuali è ammesso che tali onde di pressione siano convenzionalmente ricondotte a distribuzioni di pressioni statiche equivalenti, purché comprovate da modelli teorici adeguati. Utili indicazioni in merito sono fornite nel D.M. 3/8/2015.

CAPITOLO C4.

COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

Nel Capitolo 4 le NTC definiscono, per i diversi materiali considerati, le caratteristiche richieste, i metodi di analisi per le rispettive strutture, le verifiche, sia locali che globali, che occorre effettuare per accertare il rispetto dei diversi stati limite fissati, le indicazioni sui particolari costruttivi e sulle modalità esecutive, le specifiche relative alla resistenza al fuoco e alle azioni eccezionali.

Le prescrizioni aggiuntive legate alla presenza di azioni sismiche sono specificate nel Capitolo 7.

C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Rispetto alle NTC precedenti, la tabella 4.1.I non riporta le classi C28/35 e C32/40, indicando invece la Classe C 30/37; tuttavia le NTC prevedono che le prime possono ancora essere prese in considerazione, sia pur in via residuale. Ai soli fini della valutazione della durabilità, dette classi di resistenza C28/35 e C32/40, possono essere adottate per le classi di esposizione ambientale in cui sono prescritti i valori minimi delle classi di resistenza immediatamente inferiori.

Per l'impiego di calcestruzzi con classi di resistenza superiori alla C45/55 è richiesta una sperimentazione preventiva per accertare le proprietà afferenti a resistenza e durabilità e per predisporre il controllo di qualità della produzione.

Per le Classi di resistenza superiori a C70/85 deve essere richiesta l'autorizzazione ministeriale mediante le procedure già stabilite per altri materiali "innovativi".

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c resta fissato a 1,5, in accordo con la UNI EN 1992; il coefficiente α_{cc} resta fissato a 0,85, a differenza di quello proposto dalla UNI EN 1992.

In relazione ai materiali ed ai coefficienti di sicurezza si è stabilito di non penalizzare le tecnologie innovative, accettando ad esempio l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza, ma mantenendo prudenza sui coefficienti di sicurezza.

Vengono definiti i legami costitutivi parabola-rettangolo, elasto-plastico e stress block per il calcestruzzo e vengono forniti i valori limite per le deformazioni specifiche, che coincidono con quelli tradizionali per i calcestruzzi di classe fino a C50/60, mentre sono opportunamente ridotti per quelli di classe superiore.

Il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da armatura γ_s rimane, per tutti i tipi, pari a 1,15.

Vengono definiti i legami costitutivi per l'acciaio. È previsto l'utilizzo tanto di un legame elastico-plastico quanto di uno elastico-incrudente.

Per quanto riguarda le pavimentazioni in calcestruzzo può farsi utile riferimento alle CNR-DT 211/2014 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Pavimentazioni di Calcestruzzo".

C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

C4.1.1.1 ANALISI ELASTICA LINEARE

Nel seguito si forniscono alcune precisazioni integrative in riferimento all'analisi elastica lineare con ridistribuzione dei momenti prevista al § 4.1.1.1 delle NTC.

Cautelativamente, le NTC proibiscono la ridistribuzione dei momenti nei pilastri e nei nodi consentendola nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai), nelle solette e nei telai, alle condizioni seguenti:

- gli effetti del 2° ordine siano trascurabili;
- le sollecitazioni di flessione siano prevalenti;
- i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Nel seguito, per semplicità, si farà riferimento alle sole travi, restando inteso che le relative considerazioni sono immediatamente estendibili alle solette.

La ridistribuzione dei momenti flettenti deve garantire l'equilibrio sia globale sia locale della struttura, ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la ridistribuzione con una verifica di duttilità. Tale verifica, peraltro, può essere omessa se si rispettano le limitazioni sull'entità delle ridistribuzioni fornite dalle NTC e meglio precisate nel seguito.

La ridistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi, senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la ridistribuzione $\bar{M}_{i,j} = M_{i,j} + \Delta\bar{M}_{i,j}$ ed il momento prima della ridistribuzione $M_{i,j}$ soddisfi quanto riportato all'interno del testo normativo.

Il limite $\delta \geq 0{,}70$ ha lo scopo di evitare che un eccesso di ridistribuzione possa indurre plasticizzazione allo Stato Limite di Esercizio nelle sezioni in cui si riduce il momento resistente.

Ai fini della ridistribuzione dei momenti negli elementi, in ciascun nodo, l'aliquota dei momenti da ridistribuire, ΔM, non può eccedere il 30% del minore tra i due momenti d'estremità concorrenti al nodo, nel caso di momenti di verso opposto. Nel caso di momenti equiversi, il rapporto δ va riferito al momento che viene ridotto in valore assoluto.

La ridistribuzione dei momenti permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo i momenti massimi di progetto, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti di progetto nelle zone meno sollecitate.

Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie ad una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni agenti derivanti dall'analisi elastica.

Il diagramma dei momenti flettenti deve risultare staticamente ammissibile, cioè deve essere equilibrato e soddisfare in ogni sezione la condizione:

$$\overline{M}_{Ed} \leq M_{Rd} \quad [C4.1.1]$$

dove $\overline{M}_{Ed}$ è il valore di progetto del momento dopo la ridistribuzione e M_{Rd} è il momento resistente di progetto.

C4.1.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti M_1 e M_2 delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori M_1' e M_2', nel rispetto dei limiti $M_1' \geq \delta M_1$ e $M_2' \geq \delta M_2$. Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo, va di conseguenza traslato, nel rispetto dell'equilibrio con il carico p applicato, come indicato dalla curva a tratteggio.

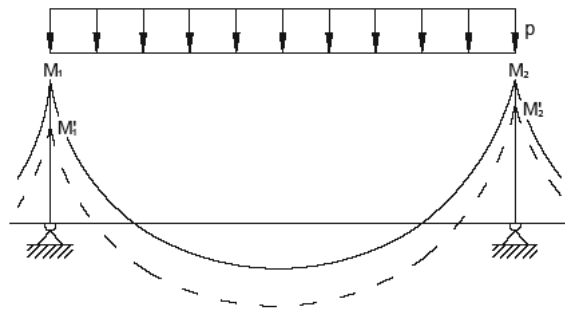



Figura C4.1.1 - *Ridistribuzione dei momenti per travi continue*

C4.1.1.1.2 Ridistribuzione nelle travi continue dei telai

Nei telai i momenti trasmessi dai pilastri ai nodi, non essendo ammessa per tali elementi la ridistribuzione, sono quelli desunti dall'analisi elastica. Poiché tali momenti debbono essere in equilibrio con quelli trasmessi allo stesso nodo dalle travi, la ridistribuzione si effettua applicando, all'estremità delle travi convergenti nel nodo, momenti flettenti di segno opposto ed uguale intensità, lasciando immutato il regime di sollecitazione nei pilastri.

Operativamente, si possono evidenziare due possibili situazioni a seconda che i momenti trasmessi al nodo dalle travi in esso convergenti (momenti d'estremità) abbiano verso discorde (Figura C4.1.2) o concorde (Figura C4.1.3).

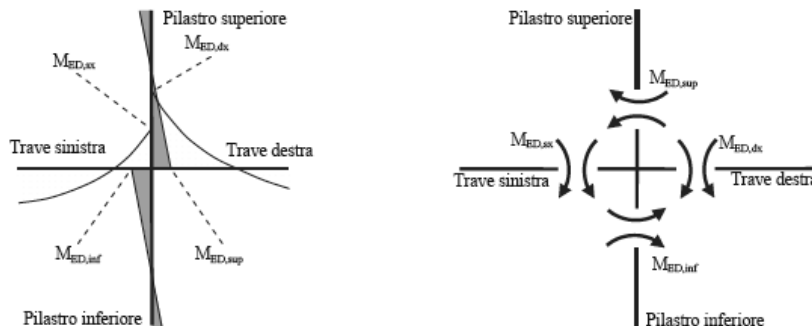



Figura C4.1.2 - *Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità discordi*

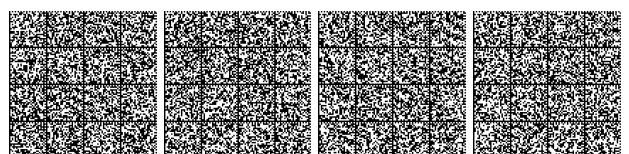
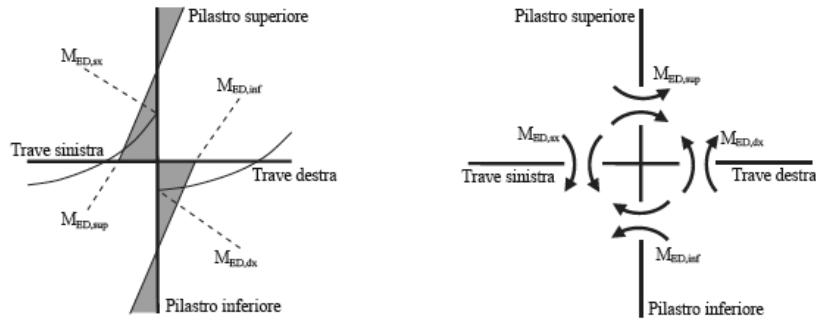



Figura C4.1.3 - *Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità concordi*

Il soddisfacimento dell'equilibrio impone che, nel caso in cui i momenti d'estremità delle travi abbiano verso discorde, essi siano entrambi ridotti di ΔM (Figura C4.1.4) e che, in caso contrario, il momento d'estremità della trave di sinistra sia ridotto di ΔM e quello della trave destra sia aumentato della stessa quantità ΔM (Figura C4.1.5).

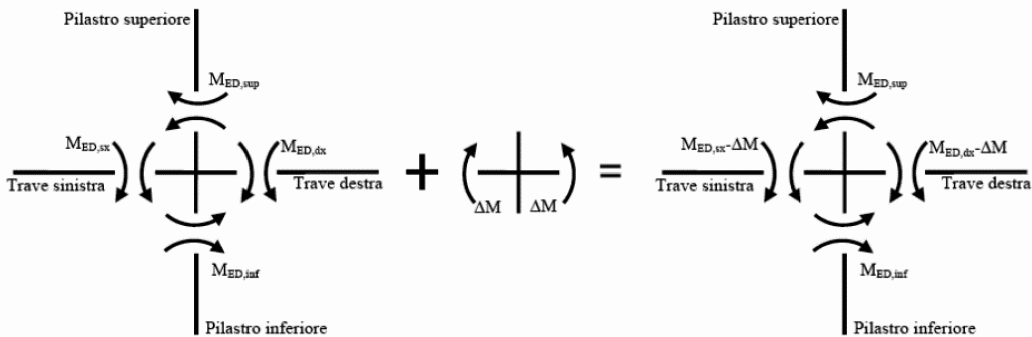



Figura C4.1.4 - *Momenti d'estremità di verso opposto: ridistribuzione del momento nelle travi*

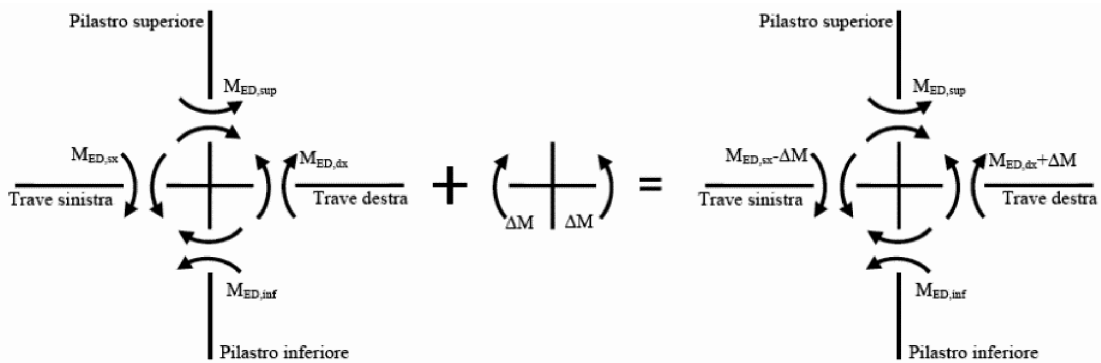



Figura C4.1.5 - *Momenti d'estremità di verso concorde: ridistribuzione dei momenti nelle travi*

I diagrammi dei momenti ottenuti a seguito della ridistribuzione, per le due diverse situazioni prefigurate, sono rappresentati in Figura C4.1.6.

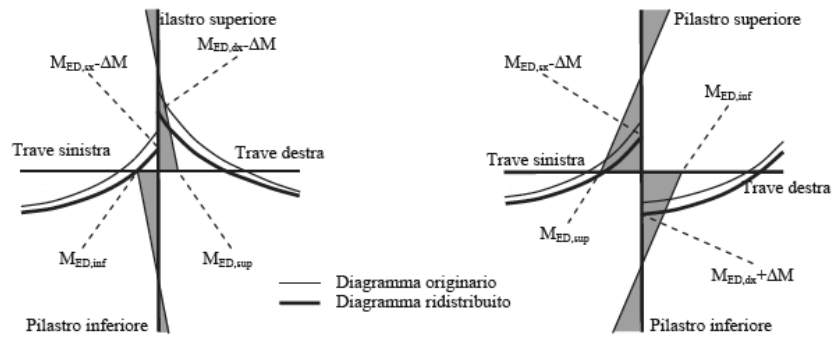



Figura C4.1.6 - *Diagrammi dei momenti a seguito della ridistribuzione dei momenti nelle travi*

Come già detto, il diagramma dei momenti flettenti su ciascuna trave, ottenuto per effetto della ridistribuzione, deve essere staticamente ammissibile.

C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C4.1.2.1 MATERIALI

C4.1.2.1.2 Diagrammi di progetto dei materiali

C4.1.2.1.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

La principale novità rispetto alle NTC precedenti è costituita dai diagrammi di progetto tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato.

Il confinamento del calcestruzzo, che si consegue utilizzando staffe chiuse, legature interne e dettagli costruttivi in accordo con quanto illustrato nel § 7.4.6, ha lo scopo di incrementare la resistenza ultima e la duttilità delle sezioni, per quanto di competenza del calcestruzzo.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo confinato, la norma consente l'utilizzo di modelli analitici di comprovata validità, che siano rappresentativi del reale comportamento del materiale in stato di tensione triassiale. In assenza di specifiche valutazioni le NTC, in linea con l'UNI EN 1998-2, forniscono un diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato del tipo parabola-rettangolo. Tale legame descrive il comportamento del calcestruzzo confinato in condizioni di assial-simmetria, esprimendo la pressione laterale di confinamento attraverso l'unico parametro σ_2. Per la sezione circolare tale parametro può essere ricavato in base a considerazioni di equilibrio su una porzione compresa in un passo staffe, come in Figura C4.1.7a.

Per la sezione rettangolare, in maniera analoga, si determinano le pressioni di confinamento lungo le due direzioni principali della sezione, come illustrato in Figura C4.1.7b.

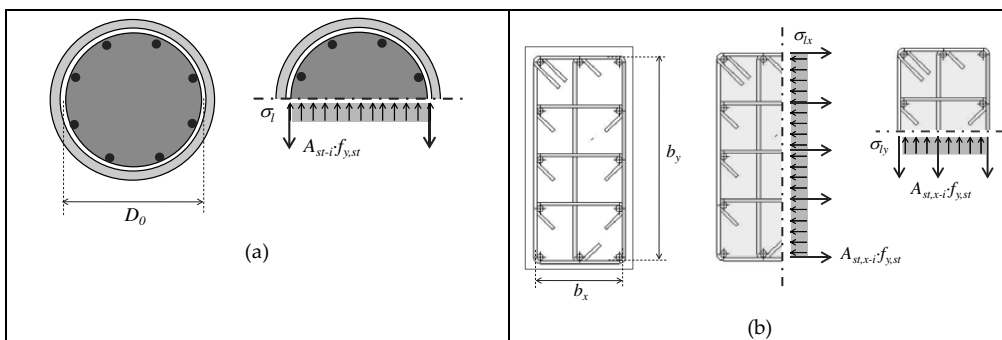



Figura C4.1.7- *Pressione laterale di confinamento: (a) sezioni circolari, (b) sezioni rettangolari*

Nel caso di sezione rettangolare, σ_l è dato dalla $\sqrt{\sigma_{lx} \cdot \sigma_{ly}}$ (Eq. 4.1.12c) e rappresenta la pressione laterale equivalente, ovvero il valore della pressione di confinamento che, in condizioni assialsimmetriche, produrrebbe gli stessi effetti medi in termini di incremento di resistenza del calcestruzzo confinato.

La pressione efficace di confinamento σ_2 si ottiene a partire dalla pressione laterale di confinamento, per mezzo di un coefficiente riduttivo espresso dal rapporto tra il volume di calcestruzzo effettivamente confinato e il volume di calcestruzzo racchiuso dalle staffe, come indicato in Figura C4.1.8.

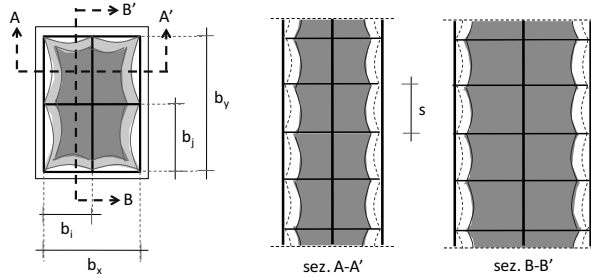



Figura C4.1.8- *Rapporto tra il volume di calcestruzzo effettivamente confinato e il volume di calcestruzzo racchiuso dalle staffe.*

Nell'utilizzo del legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato proposto dalle NTC, le resistenze dei materiali sono quelle caratteristiche, a meno di specifiche indicazioni riportate in altri Capitoli delle NTC o della circolare, quali ad esempio quelle relative alle verifiche di resistenza e di duttilità nelle costruzioni esistenti.

In alternativa al legame parabola-rettangolo, in particolare per le verifiche di duttilità nelle quali assume più importanza la descrizione del tratto post-picco del legame, è possibile utilizzare il legame riportato nell'Annex E delle UNI EN 1998-2. Tale legame è rappresentato in Figura C4.1.9 e deve essere utilizzato riferendosi a resistenze caratteristiche, medie o di calcolo, in funzione del tipo di verifica da eseguire, come sopra specificato.

Nella Figura C4.1.9, il pedice "0" dopo la virgola indica il calcestruzzo non confinato, mentre il pedice "c" indica il calcestruzzo confinato.

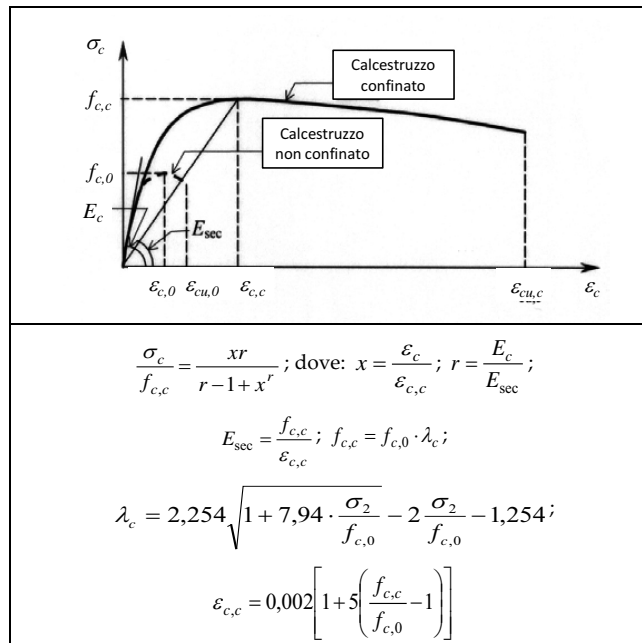



Figura C4.1.9- *Legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con ramo "softening"*

Nella relazioni riportate in Figura C4.1.9, la pressione laterale efficace è determinata attraverso le espressioni [4.1.12.a ÷ 4.1.12.i], utilizzando resistenze coerenti con quelle utilizzate nelle verifiche.

Quando il calcestruzzo è confinato, oltre che da armature trasversali, anche attraverso interventi esterni alla sezione, per descriverne il comportamento possono essere utilizzati modelli di comprovata validità presenti nella letteratura scientifica, in linee guida o normative internazionali, utilizzando resistenze dei materiali coerenti con le NTC. Sia nelle verifiche di resistenza sia in quelle di duttilità, il legame tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato deve essere utilizzato solo per le zone

confinate; pertanto, nelle analisi devono essere utilizzati legami diversi per il nucleo confinato e per le zone esterne alle staffe (copriferro). Un unico legame può invece essere utilizzato nel caso di confinamento esterno alla sezione.

C4.1.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

C4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua, in genere, mediante integrazione delle curvature, tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro. Si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{ctm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo, detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p* del parametro è dato da

$$p^* = \xi p_f + (1 - \xi)p \qquad \text{[C4.1.2]}$$

in cui

$$\xi = 1 - c\beta^2 \qquad \text{[C4.1.3]}$$

Nella [C4.1.3] si assume $\beta = M_f / M$ (rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo) o $\beta = N_f / N$ (rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva), a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50, nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

In relazione all'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata della parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto l/h tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\frac{l}{h} \leq K\left[11 + \frac{0.015\, f_{ck}}{\rho + \rho'}\right]\left[\frac{500\, A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}}\right] \qquad \text{[C4.1.4]}$$

dove f_{ck}e f_{yk} sono espressi in MPa, ρ e ρ′ sono i rapporti tra armatura tesa e compressa, rispettivamente, $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di progetto nella stessa sezione, e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

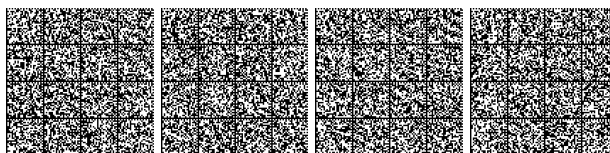
Per sezioni a **T** aventi larghezza dell'ala almeno tre volte maggiore dello spessore dell'anima, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere ridotti del 20%.

Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere moltiplicati per il rapporto 7/l essendo l la luce di progetto in m.

Per piastre non nervate la cui luce maggiore l ecceda 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla [C4.1.4] devono essere moltiplicati per il rapporto 8,5/l, con l in m.

I valori da attribuire a K nel caso di calcestruzzo molto sollecitato (ρ=1,5%) o poco sollecitato (ρ=0,5%) sono riportati in Tabella C4.1.I, insieme con i valori limite di l/h calcolati assumendo f_{ck}=30 MPa e $\left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}}\right] = 1$.

Tabella C4.1.I- *Valori di K e snellezze l/h limite per elementi inflessi di c.a. in assenza di compressione assiale*

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato ρ=1,5%	Calcestruzzo poco sollecitato ρ=0,5%
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,3	18	26

continue sul lato maggiore			
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.4, f_{ck}= 30 MPa e $\left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}}\right] = 1$.

Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.

I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzeria maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.

Nel caso di elementi di c.a.p. si può applicare la tabella C4.1.I moltiplicando il valore di K per 1,2.

C4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

C4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure, w_k può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1{,}7\ \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \qquad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \left(1 + \alpha_e \rho_{eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6 \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad [C4.1.6]$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto *Es*/*E*cm;

ρ_{eff} è pari a $A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra 2,5 (h–d), (h–x)/3 o h/2 (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

k_t = 0,6 per carichi di breve durata,

k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

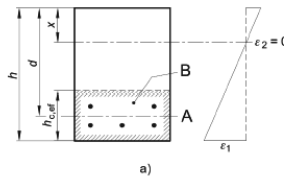
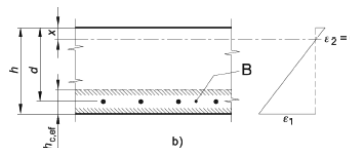
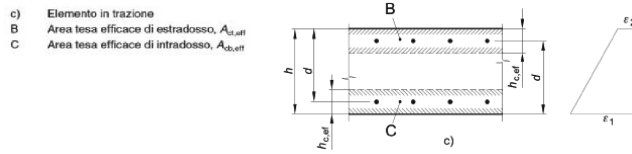



Figura C4.1.10- *Area tesa efficace. Casi tipici*

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a 5(c + ϕ/2) (vedi Figura C4.1.11), la distanza media tra le fessure, Δ_{sm}, può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}})/1{,}7 \qquad [C4.1.7]$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq}. Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2, si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \qquad [C4.1.8]$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,

= 1,6 per barre lisce;

k_2 = 0,5 nel caso di flessione,

= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2, che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2\varepsilon_1 \qquad [C4.1.9]$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

k_3 = 3,4

k_4 = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a 5(c + ϕ/2) (vedi Figura C4.1.11), per la parte di estensione 5(c + ϕ/2) nell'intorno delle barre la distanza media tra le fessure, Δ_{sm}, può essere valutata ancora con l'espressione C4.1.7:

Nella parte rimanente la distanza media tra le fessure, Δ_{sm}, può, invece, essere valutata con l'espressione:

$$\Delta\sigma\mu = 0{,}75\ (h - x) \qquad [C4.1.10\ ]$$

in cui:

h ed x sono definite in Figura C4.1.10;

(h – x) è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

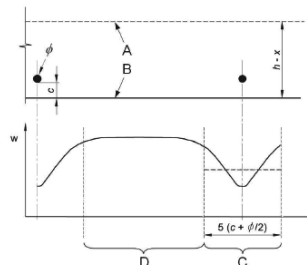



Figura C4.1.11– *Ampiezza delle fessure, w, in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura*

Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella 4.1.IV delle NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione σ_s si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precompresse a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -*Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

C4.1.2.2.5 Stato Limite di limitazione delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio si può effettuare nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c dato dalla [11.2.5] delle NTC, ed un modulo di elasticità dell'acciaio E_s pari a 210.000 N/mm². Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da calcestruzzo armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità E_c mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità ϕ definito nel § 11.2.10.7 delle NTC.

Nei casi in cui si ritenga possibile effettuare un'unica verifica indipendente dal tempo, si può assumere un coefficiente di omogeneizzazione n fra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo, pari a n = 15.

C4.1.2.3 STATI LIMITE ULTIMI

C4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale

C4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri di c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando N_{Rd} con la formula

$$N_{Rd} = 0,8\, A_c\, f_{cd} + A_{s,tot}\, f_{yd} \qquad [C4.1.11]$$

con A_c area del calcestruzzo e $A_{s,tot}$ area totale d'armatura.

Rispetto alle precedenti NTC è fornita una migliore e più esplicita articolazione delle verifiche di duttilità. Tali verifiche sono espressamente richieste al Capitolo 7 della norma per la progettazione in presenza di azioni sismiche; pertanto la norma fornisce la definizione di duttilità di curvatura, indicando le modalità pratiche per il calcolo della corrispondente capacità a livello di sezione. La Figura C4.1.12 esplicita e riassume quanto riportato dalla norma.

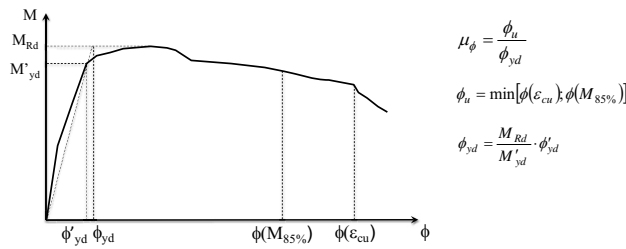



Figura C4.1.12– *Relazione momento-curvatura. Fattore di duttilità di curvatura.*

C4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Nella formula [4.1.35] si intende con f'_{cd} la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima valutato come νf_{cd}, assumendo $\nu = 0{,}5$.

C4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

Con riferimento alle zone diffusive si ricorda che i modelli di calcolo di uso corrente operano tutti nell'ipotesi che non vi siano in essi zone diffusive. In presenza di zone diffusive occorre dunque valutare le tensioni dovute alla diffusione e combinarle con quelle fornite dal modello di calcolo.

Per i possibili modelli relativi alle zone diffusive può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità, di cui al § 12 delle NTC.

C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C4.1.6.1 ELEMENTI MONODIMENSIONALI: TRAVI E PILASTRI

C4.1.6.1.1 Armatura delle travi

Con riferimento al secondo capoverso del § 4.1.6.1.1 delle NTC, si precisa che detta prescrizione si riferisce anche alle travi senza armatura al taglio.

C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,…) o monodimensionale (travi, pilastri,…).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzione

Nella valutazione della lunghezza di sovrapposizione si deve tenere conto dello sforzo in entrambe le barre e considerare la percentuale delle barre sovrapposte nella sezione.

C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidezza nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

1) le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
2) vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in calcestruzzo, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la *rigidezza nel piano* e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

C4.1.9.1 SOLAI MISTI DI C.A. E C.A.P. E BLOCCHI FORATI DI LATERIZIO O IN CALCESTRUZZO

Al fine di perseguire le esigenze esposte nei punti 1 e 2 del § C.4.1.9, per i solai misti di c.a. e blocchi di laterizio si ritiene necessario che siano verificati i requisiti fissati dalle specifiche Norme Europee armonizzate di prodotto, quando disponibili, e le seguenti condizioni se non previste dalle norme armonizzate. Per gli elementi da solaio non Marcati CE, invece, vanno verificate tutte le condizioni a seguire.

C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

I blocchi di laterizio sia *collaboranti* che *non collaboranti* devono avere le seguenti caratteristiche minime:

- il profilo delle pareti delimitanti le nervature di calcestruzzo da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti. Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di calcestruzzo, i giunti risultino sfalsati tra loro. Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme. Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni;
- le pareti esterne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di 8 mm. Le pareti interne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di 7 mm. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di 3 mm. Il rapporto tra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione dei blocchi non deve risultare maggiore di $0{,}6 + 0{,}625 \cdot h$ (dove h è l'altezza del blocco in metri, $h \leq 0{,}32$ m).

C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di 1/8 del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm;
b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
c) la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm.

C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche

I blocchi di entrambe le categorie devono garantire una resistenza a punzonamento o punzonamento-flessione (quest'ultimo caso se sono del tipo interposto) per carico concentrato non minore di 1,50 kN. Il carico deve essere applicato su un'impronta quadrata di 50 mm di lato nel punto della superficie orizzontale superiore a cui corrisponde la minore resistenza del blocco.

Per i blocchi collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 30 N/mm^2, nella direzione dei fori, e di 15 N/mm^2 nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 10 N/mm^2.

Per i blocchi non collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 15 N/mm^2, nella direzione dei fori, e di 7 N/mm^2 nella direzione trasversale ai fori, nel piano del

solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 7 N/mm².

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a 25 kN/mm².

Il coefficiente di dilatazione termica lineare del laterizio deve essere $\alpha_t \geq 6 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}

Il valore della dilatazione per umidità misurata secondo quanto stabilito dalle UNI 9730-3, deve essere < 0.4 mm/m.

Nei solai in cui l'armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve essere contornata in ogni direzione da un adeguato spessore di malta cementizia.

Al fine di garantire un'efficace inserimento dell'armatura nelle scanalature, detta armatura non dovrà avere diametro superiore a 12 mm.

C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI (LC)

Il presente Capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri di natura minerale, artificiale o naturale, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

I calcestruzzi di aggregati leggeri debbono essere specificati in ragione della classe di resistenza e di massa per unità di volume.

Le classi di resistenza ammesse per impieghi strutturali sono dalla LC 16/18 fino alla LC 55/60, secondo la classificazione di cui alla UNI EN 206:2016, riportata nella Tabella C4.1.V.

Tabella C4.1.V - *Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale*

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima f_{lck} [N/mm²]	Resistenza caratteristica cubica minima R_{lck} [N/mm²]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Le classi di massa per unità di volume ammesse per impieghi strutturali sono riportate nella Tabella C4.1.VI. Nella stessa tabella, per ciascuna classe, sono indicati i valori nominali della massa per unità di volume del calcestruzzo da adottare nel calcolo del peso proprio delle membrature.

Tabella C4.1.VI - *Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale*

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m³]	$1400<\rho\leq1500$	$1500<\rho\leq1600$	$1600<\rho\leq1700$	$1700<\rho\leq1800$	$1800<\rho\leq1900$	$1900<\rho\leq2000$
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m³]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m³]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

Oltre ai normali controlli di accettazione in termini di resistenza, per i calcestruzzi di aggregati leggeri si dovranno eseguire controlli di accettazione con riguardo alla massa per unità di volume, da condurre secondo quanto specificato nelle norme UNI EN 206-1 e UNI EN 12390-7.

La resistenza alla frantumazione dell'aggregato leggero influenza la resistenza a compressione del calcestruzzo leggero e, pertanto, deve essere determinata in conformità all'Appendice A delle UNI EN 13055:2016 e dichiarata dal produttore.

C4.1.12.1 NORME DI CALCOLO

Per il progetto di strutture di aggregati leggeri si applicano le norme di cui ai §§ da 4.1.1 a 4.1.11 delle NTC, con le seguenti integrazioni e modifiche.

C4.1.12.1.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

C4.1.12.1.1.1 Resistenza a trazione

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale), in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunto pari a:

$f_{lctm} = 0{,}30\ f_{lck}^{2/3}\eta_1$ per calcestruzzo di classe ≤ LC 50/55 [C4.1.12]

$f_{lctm} = 2{,}12\ \ln[1+(f_{lcm}/10)]\ \eta_1$ per calcestruzzo di classe >LC 50/55 [C4.1.13]

dove:

$\eta_1 =$ 0,40+0,60 ρ/2200;

ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³;

$f_{lck} =$ valore della resistenza cilindrica caratteristica a compressione in N/mm².

$f_{lcm} =$ valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm²,.

pari a:

- 22 N/mm² per LC16/20
- f_{lck}+ 8 N/mm² per f_{lck}>20 N/mm²

I valori caratteristici della resistenza a trazione semplice, corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95, possono assumersi pari a:

- frattile 5%:$f_{lctk,0,05} = 0{,}7\ f_{lctm}$ [C4.1.14.a]
- frattile 95%:$f_{lctk,0,95} = 1{,}3\ f_{lctm}$ [C4.1.14.b]

La resistenza a trazione di calcolo è pari a:

- $f_{lctd} = 0{,}85\ f_{lctk}/\gamma_C$ [C4.1.15]

C4.1.12.1.1.2 Modulo di elasticità

In assenza di sperimentazione diretta, una stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni può essere ottenuta dall'espressione:

$$E_{lcm} = 22000\left[\frac{f_{lcm}}{10}\right]^{0,3}\eta_E \quad \text{N/mm}^2 \qquad [C4.1.16]$$

essendo:

f_{lcm} = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm²;

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2$$

ρ = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m³.

C4.1.12.1.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si eseguono conformemente alle indicazioni valide per le strutture di calcestruzzo ordinario, adeguate in relazione alle specificità dei calcestruzzi di aggregati leggeri.

C4.1.12.1.2.1 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità possono essere omesse quando le snellezze delle membrature, divise per il coefficiente η_E definito al § C4.1.12.1.1.2, soddisfano le limitazioni indicate al § C4.1.2.2.2.

C4.1.12.1.3 Verifiche agli stati limite ultimi

C4.1.12.1.3.1 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Valgono le ipotesi di base di cui al § 4.1.2.1.2 delle NTC.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare il modello parabola-rettangolo (a) o triangolo-rettangolo (b), entrambi raffigurati nella Figura C4.1.13.

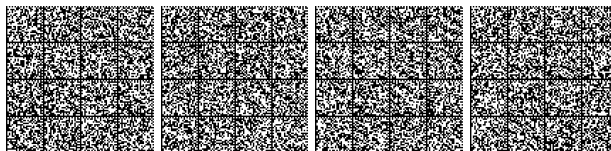
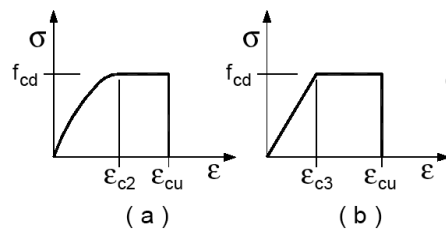



Figura C4.1.13 -*Modelli σ–ε per il calcestruzzo di aggregati leggeri*

I limiti deformativi ε_{c2}, ε_{c3} ed ε_{cu} possono essere assunti

– per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore o uguale a LC 50/55 pari a:

ε_{c2} = 0,20%

ε_{c3} = 0,175%

$\varepsilon_{cu} = \eta_1$ 0,35%, essendo η_1 = 0,40+0,60 ρ/2200

– per calcestruzzi di classe di resistenza pari a LC 55/60 pari a:

ε_{c2} = 0,22%

ε_{c3} = 0,18%

$\varepsilon_{cu} = \eta_1$ 0,31%

C4.1.12.1.3.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

C4.1.12.1.3.2.1. Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Valgono le limitazioni di utilizzo di elementi privi di armature resistenti a taglio, stabilite al § 4.1.2.3.5.1 delle NTC per i calcestruzzi ordinari.

La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:

$$V_{lRd,c} = \left[0{,}15\,\eta_1\,k\left(100\,\rho_1 f_{lck}\right)^{1/3}/\gamma_C + 0{,}15\,\sigma_{cp}\right]b_w d \geq \left(v_{l,min} + 0{,}15\,\sigma_{cp}\right)b_w d \qquad [C4.1.17]$$

nella quale:

η_1 = 0,40+0,60 ρ/2200

k = 1 + $(200/d)^{1/2} \leq 2$

$v_{l,min} = 0{,}030\, k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$

essendo:

d	l'altezza utile della sezione (in mm);
$\rho_l = A_{sl}/(b_w\, d)$	il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0,02);
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	la tensione media di compressione nella sezione (≤ 0,2 f_{cd});
b_w	la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi di calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{lctd}) la resistenza può valutarsi, in via semplificata, con la formula [4.1.24] delle NTC, sostituendo a f_{ctd} il corrispondente valore f_{lctd} per il calcestruzzo di aggregati leggeri.

In ogni caso il taglio di calcolo V_{Ed} non dovrà superare la limitazione seguente, nella quale la caratteristica resistente è valutata con riferimento alla condizione fessurata del calcestruzzo:

$$V_{Ed} \leq 0{,}5\,\eta_1\, b_w\, d\, \nu_l\, f_{lcd} \qquad [C4.1.18]$$

Nella [C4.1.18] ν_l è il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazioni taglianti dato da:

$$\nu_l = 0{,}5\,\eta_1\,(1 - f_{lck}/250) \qquad [C4.1.19]$$

dove la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo leggero f_{lck} è espressa in N/mm².

C4.1.12.1.3.2.2. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Si applicano le regole di calcolo di cui al § 4.1.2.3.5.2 delle NTC, sostituendo nella formula [4.1.28] νf_{cd} con il valore 0,40 f_{lcd}.

C4.1.12.1.3.2.3. Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Si applicano le regole di calcolo di cui al § 4.1.2.3.6 delle NTC, sostituendo nella formula [4.1.35] f'_{cd} con il valore $f'_{lcd} = 0{,}40\ f_{lcd}$.

C4.1.12.1.4 Dettagli costruttivi

C4.1.12.1.4.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm.

Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento assunto pari a $\Phi_n = \Phi\sqrt{n}$ non deve eccedere i 45 mm.

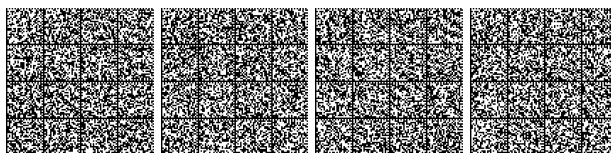
Per strutture precompresse a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore o uguale a ½".

C4.1.12.1.4.2 Raggio di curvatura delle barre

Il diametro dei mandrini per la piegatura delle barre deve essere incrementato del 50% rispetto al valore ammesso per il calcestruzzo ordinario. In particolare, i valori minimi dei diametri dei mandrini da utilizzare in relazione al diametro delle barre è dato da:

$$\text{per } \phi \leq 16 \text{ mm} \qquad D \geq 6\ \phi \qquad\qquad \text{per } \phi > 16 \text{ mm} \qquad D \geq 11\ \phi.$$

C4.1.12.1.4.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni

Il calcolo della tensione ultima di aderenza di barre inserite in getti di calcestruzzo leggero strutturale può essere valutato con riferimento alla formulazione valida per il calcestruzzo ordinario, sostituendo il valore di f_{ctk}, che compare nella Formula [4.1.7] delle NTC, con il valore f_{lctk}.

C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Novità assoluta è la possibilità di impiego di acciai inossidabili, sebbene le regole fornite dalla norma debbano essere integrate con normative di comprovata validità.

La classificazione delle sezioni in termini di resistenza e capacità di rotazione, conforme la UNI EN 1993, permane come la connessa individuazione dei metodi di analisi strutturale e dei criteri di verifica applicabili.

Per l'analisi globale delle strutture è stato confermato l'impiego, oltre del classico metodo elastico, anche del metodo plastico, il metodo elastico con ridistribuzione o il metodo elastoplastico, se soddisfatte certe condizioni.

Le unioni chiodate, bullonate, ad attrito con bulloni AR, saldate a piena penetrazione e saldate a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sono trattate diffusamente; le saldature a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione possono essere verificate sia mediante il classico approccio nazionale che considera la sezione di gola del cordone ribaltata sui lati del cordone stesso, sia mediante l'approccio della UNI EN 1993, che considera la sezione di gola nell'effettiva posizione.

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni di acciaio sono opportunamente integrate, nel § 7.5 delle NTC, per l'impiego in zona sismica.

Il richiamo alla norma UNI EN 1090-2:2011, riportato al secondo capoverso del § 4.2 delle NTC, in virtù dell'estensiva trattazione di tutto il processo realizzativo di un'opera in acciaio che essa contiene, implica che già in sede di progetto si tenga conto di diversi aspetti riguardanti le fasi di esecuzione e di installazione in cantiere delle strutture.

Tra le principali innovazioni che la norma europea contiene vi sono, in particolare

- l'indicazione della classe di esecuzione del componente strutturale
- l'indicazione del grado di preparazione delle superfici all'esecuzione del trattamento superficiale previsto di protezione dalla corrosione
- l'indicazione dei valori delle tolleranze geometriche, essenziali e funzionali

E' pertanto compito del progettista individuare, definire e specificare i contenuti delle suddette informazioni e riportarne i riferimenti nel documento specifico che la norma UNI EN 1090-2 definisce "*Specifica di esecuzione*".

C4.2.1 MATERIALI

Per quanto attiene le costruzioni di acciaio la gamma degli acciai da carpenteria laminati a caldo e formati a freddo normalmente impiegabili è compresa tra l'acciaio S235 e l'acciaio S460. E' introdotta la possibilità di impiego di acciai inossidabili.

C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Alcune problematiche specifiche, quali l'instabilità, la fatica e la fragilità alle basse temperature sono trattate nelle NTC in termini generali, approfondendo soltanto gli aspetti applicativi maggiormente ricorrenti e rimandando, per questioni di dettaglio o molto specialistiche, a normative di comprovata validità.

C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi strutturale si devono considerare, se rilevanti, tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e/o la rigidezza della struttura e il suo comportamento, quali, ad esempio, imperfezioni, effetti del secondo ordine, fenomeni d'instabilità locale, effetti di trascinamento da taglio.

C4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

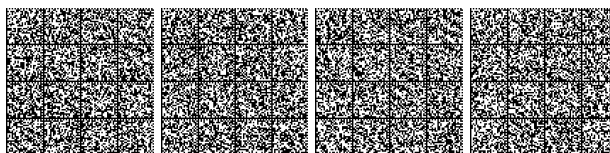
La classificazione delle sezioni ricorrenti è riportata nel § 4.2.3.1 delle NTC (Tabella 4.2.III).

Scopo della classificazione delle sezioni di acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni di acciaio.

Le Tabelle 4.2.III÷V delle NTC forniscono indicazioni per definire se una sezione appartiene alle classi 1, 2 o 3; il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

La sezione è in genere classificata secondo la classe più sfavorevole delle sue parti compresse.

In alternativa, è possibile procedere ad una classificazione separata delle flange e dell'anima della sezione, limitando localmente, all'interno della sezione, le capacità plastiche delle singole parti. Le sezioni che non soddisfano i requisiti imposti per la classe 3 sono di classe 4.

Oltre che mediante il procedimento semplificato proposto nelle Tabelle 4.2.III÷V delle NTC, è possibile classificare una sezione strutturale anche tramite la determinazione della sua capacità rotazionale e quindi delle sue proprietà plastiche complessive, facendo riferimento a metodologie di calcolo di riconosciuta validità.

Ad eccezione delle verifiche di stabilità, che devono essere condotte con stretto riferimento alla classificazione della Tabella 4.2.III delle NTC, una parte di sezione di classe 4 può essere trattata come una parte di sezione di classe 3 se è caratterizzata da un rapporto larghezza/spessore entro il limite previsto per la classe 3, incrementato di $\bar{k}$,

$$\bar{k} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{c,Ed}}} \qquad [C4.2.1]$$

essendo $\sigma_{c,Ed}$ la massima tensione di compressione indotta nella parte considerata dalle azioni di progetto.

Il calcolo delle sezioni di classe 4 può essere effettuato in riferimento alle metodologie di calcolo descritte nel § C4.2.12.

C4.2.3.3 METODI DI ANALISI GLOBALE

I metodi di analisi globale sono indicati al § 4.2.3.3 delle NTC.

I metodi di analisi globale elastico (E) o elastoplastico (EP) possono essere utilizzati per sezioni di classe qualsiasi, come indicato nella Tabella 4.2.VI delle NTC.

Il metodo di analisi globale plastico (P) può essere impiegato se sono soddisfatte alcune condizioni, in particolare se si possono escludere fenomeni di instabilità e se le sezioni in cui sono localizzate le cerniere plastiche, in cui, cioè, il momento flettente è uguale a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.2]$$

hanno sufficiente capacità di rotazione. Nella [C4.2.2] W_{pl} è il modulo plastico della sezione, f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica e γ_{M0}=1,05 (v. Tabella 4.2.VII delle NTC).

Le porzioni di trave in corrispondenza ed in prossimità delle cerniere plastiche devono essere assicurate nei confronti dei fenomeni di instabilità flesso-torsionale e dell'equilibrio in generale, disponendo, se necessario, appositi ritegni torsionali e controllando la classificazione della sezione trasversale del profilo lungo tale porzione. In tal modo é possibile garantire la capacità rotazionale in tutte le sezioni in cui si possano formare delle cerniere plastiche sotto i carichi di progetto.

Se la cerniera è localizzata in una membratura, la sezione della membratura deve essere simmetrica rispetto al piano di sollecitazione; se la cerniera è localizzata in una giunzione, la giunzione deve avere una capacità di rotazione, valutata secondo metodologie di riconosciuta validità, maggiore di quella richiesta. Nel caso in cui la cerniera plastica si sviluppi all'interno della membratura, la giunzione deve essere comunque dotata di un livello di sovraresistenza tale da evitare che la cerniera plastica possa interessare la giunzione.

In assenza di più accurate determinazioni,

- in membrature a sezione costante, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 secondo il § 4.2.3.1 delle NTC; inoltre, qualora nella sezione il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza plastica a taglio della sezione risulti maggiore di 0,1, si devono disporre irrigidimenti trasversali d'anima a distanza non superiore a 0,5 h dalla cerniera, essendo h l'altezza della trave;
- in membrature a sezione variabile, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 per un tratto pari ad a^*,

  $$a^* = \max\left(2d;\ L_{0,8M_p}\right) \qquad [C4.2.3]$$

  da ciascun lato della cerniera, essendo d l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera e $L_{0,8M_p}$ la distanza tra la cerniera in cui il momento flettente assume il valore plastico di calcolo, $M_{pl,Rd}$, e la sezione in cui il momento flettente vale 0,8 $M_{pl,Rd}$, e se, inoltre, risulta che lo spessore dell'anima si mantiene costante nell'intervallo [-2d, 2d] centrato sulla cerniera plastica, e che, contemporaneamente, al di fuori delle zone sopra menzionate, la piattabanda compressa è di classe 1 o 2 e l'anima non è di classe 4.

Le zone tese indebolite dai fori, poste a distanza dalla cerniera plastica minore di a^*, debbono comunque soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze indicato al § 4.2.4.1.2 delle NTC

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \le \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.4]$$

dove A è l'area lorda, A_{net} è l'area netta, f_{tk} è la resistenza a rottura caratteristica e γ_{M2}=1,25.

È ammesso il ricorso al metodo di analisi elastico con ridistribuzione purché l'entità dei momenti da ridistribuire sia non superiore a $0,15 \cdot M_{pl,Rd}$, il diagramma dei momenti sia staticamente ammissibile, le sezioni delle membrature in cui si attua la ridistribuzione siano di classe 1 o 2 e siano esclusi fenomeni di instabilità.

C4.2.3.4 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Nel § 4.2.3.4 delle NTC si stabilisce che l'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore dei carichi α_{cr} che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10, se si esegue un'analisi elastica, o a 15, se si esegue un'analisi plastica.

Il coefficiente α_{cr} è il minimo fattore del quale devono essere incrementati i carichi applicati alla struttura per causare il primo fenomeno di instabilità elastica globale, ovvero che coinvolge l'intera struttura. Tali valori possono essere ottenuti da apposite analisi elastiche (o di "buckling") condotte in genere utilizzando programmi di calcolo strutturale od apposite procedure numeriche.

Una forte limitazione al calcolo del moltiplicatore dei carichi α_{cr} con l'analisi plastica deriva dalla significativa influenza che le proprietà non-lineari dei materiali allo stato limite ultimo hanno sul comportamento di alcune tipologie strutturali (ad esempio telai in cui si formino delle cerniere plastiche con ridistribuzione del momento flettente, oppure strutture con un comportamento fortemente non-lineare quali telai con nodi semi-rigidi o strutture con stralli o tiranti). In tali casi l'analisi plastica deve seguire approcci risolutivi molto più accurati che nel caso elastico; inoltre il valore limite di 15 può considerarsi valido solo per tipologie strutturali largamente utilizzate nella pratica e di semplice organizzazione dello schema strutturale. Per strutture più complesse devono essere reperiti valori limite idonei in normative di comprovata validità.

Nel caso di telai multipiano e nel caso di portali con falde poco inclinate, il moltiplicatore critico α_{cr} può essere stimato mediante l'espressione

$$\alpha_{cr} = \frac{h \cdot H_{Ed}}{\delta \cdot V_{Ed}} \qquad [C4.2.5]$$

in cui H_{Ed} è il valore di progetto del taglio alla base dei pilastri della stilata considerata (taglio di piano), V_{Ed} è il valore di progetto della forza normale alla base dei pilastri della stilata considerata, h è l'altezza d'interpiano e δ lo spostamento d'interpiano. Nel calcolo di H_{Ed} e di δ si devono considerare, oltre alle forze orizzontali esplicite, anche quelle fittizie dovute alle imperfezioni, calcolate come indicato al § C4.2.3.5.

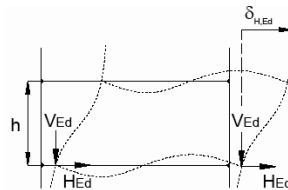



Figura C4.2.1 - *Configurazione deformata di strutture a telaio sotto azioni orizzontali e verticali*

L'applicazione della [C4.2.5] richiede che la forza normale di progetto N_{Ed} nelle travi sia poco significativa. In assenza di valutazioni più precise, questa condizione si intende soddisfatta se la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ della trave, considerata incernierata alle estremità, soddisfa la condizione

$$\bar{\lambda} \leq 0,3\sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{Ed}}} \qquad [C4.2.6]$$

dove A è l'area della trave.

C4.2.3.5 EFFETTO DELLE IMPERFEZIONI

Nell'analisi strutturale le autotensioni, le tensioni residue ed i difetti geometrici, quali errori di verticalità, errori di rettilineità, disallineamenti, eccentricità accidentali dei giunti, possono essere considerati introducendo imperfezioni geometriche equivalenti globali o locali.

Le imperfezioni globali equivalenti intervengono nell'analisi globale di strutture, in particolare telai e sistemi di controvento, mentre le imperfezioni locali si considerano per il calcolo di singoli elementi. Generalmente, la distribuzione delle imperfezioni può essere adottata coerente con quella corrispondente alla deformata critica relativa al modo instabile considerato.

Per telai sensibili alle azioni orizzontali, indicata con h l'altezza totale del telaio, l'imperfezione globale, in termini di errore di verticalità (Figura C4.2.2), può essere assunta pari a

$$\phi = \alpha_h \alpha_m \phi_0 \qquad [C4.2.7]$$

dove ϕ_0 è il difetto di verticalità, ϕ_0=h/200, e α_h e α_m sono due coefficienti riduttivi dati da

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \quad \text{e da} \quad \alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2}\left(1 + \frac{1}{m}\right)} \qquad [C4.2.8]$$

essendo m il numero dei pilastri di una stilata soggetti ad uno sforzo assiale di progetto N_{Ed} non minore del 50% della forza normale media di progetto agente sui pilastri della stilata stessa.

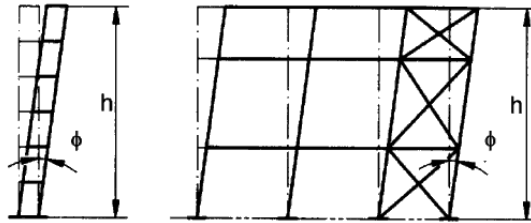



Figura C4.2.2 -*Imperfezioni globali equivalenti*

Per il calcolo degli effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti si può far riferimento agli schemi di Figura C4.2.3, in cui h è l'altezza d'interpiano e ϕ il valore dell'imperfezione, calcolato con la [C4.2.7].

Nell'analisi dei telai i difetti di verticalità possono essere trascurati quando

$$H_{Ed} \geq 0{,}15 \cdot V_{Ed} \qquad [C4.2.9]$$

con H_{Ed} e V_{Ed} definiti al § C4.2.3.4.

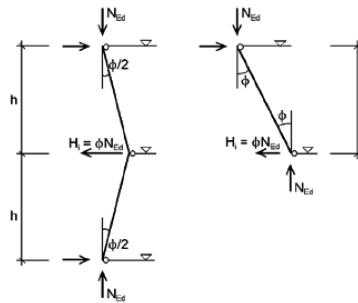



Figura C4.2.3 -*Effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti*

Nel calcolo gli effetti delle imperfezioni locali possono essere generalmente trascurati. Nelle analisi globali di telai sensibili agli effetti del secondo ordine, tuttavia, può essere necessario considerare anche i difetti di rettilineità delle aste compresse che abbiano un vincolo rotazionale ad almeno un estremo e la cui snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, calcolata considerando l'asta incernierata ad entrambi gli estremi, sia

$$\bar{\lambda} \geq 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \qquad [C4.2.10]$$

Le imperfezioni locali dei singoli elementi possono essere rappresentate considerando i valori degli scostamenti massimi dalla configurazione iniziale e_0/L, dove L è la lunghezza dell'elemento, dati in Tabella C4.2.I in funzione della curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VIII delle NTC) e del tipo di analisi globale effettuata.

Le imperfezioni globali possono essere sostituite con le forze concentrate F_h, applicate a ciascun orizzontamento e in copertura:

$$F_h = \phi \cdot N_{Ed} \qquad [C4.2.11]$$

Le imperfezioni locali possono essere sostituite con forze distribuite q_h equivalenti, applicate a ciascuna colonna, date da

$$q_h = \frac{8 \cdot e_{0,d} N_{Ed}}{L^2} \qquad [C4.2.12]$$

come indicato in Figura C4.2.4.

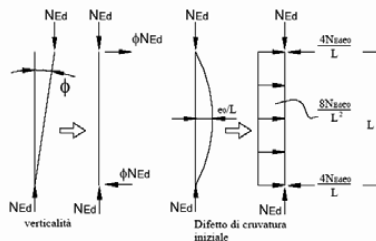
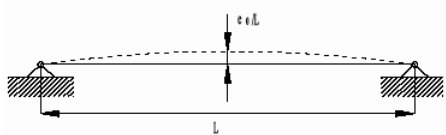



Figura C4.2.4 - *Sistemi di forze equivalenti alle imperfezioni*

Nell'analisi di un sistema di controvento, le imperfezioni del sistema controventato possono essere tenute in conto considerando uno scostamento di quest'ultimo dalla configurazione iniziale di valor massimo e_0 uguale a

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} \qquad [C4.2.13]$$

dove L è la luce del sistema di controvento e α_m dipende dal numero m di elementi controventati,

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2}\left(1+\frac{1}{m}\right)} \qquad [C4.2.14]$$

Tabella C4.2.I - *Valori massimi delle imperfezioni locali*

Curva d'instabilità (v. Tab. C4.2.VIII NTC)	e_0/L (analisi globale elastica)	e_0/L (analisi globale plastica)
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Gli effetti delle imperfezioni sul sistema di controvento possono essere tenute in conto anche mediante un carico distribuito equivalente

$$q_d = \frac{8\left(e_0 + \delta_q\right) N_{Ed}}{L^2} \qquad [C4.2.15]$$

dove δ_q è la freccia massima del sistema di controvento dovuta a q_d e ai carichi esterni, da considerarsi nulla se si effettua un'analisi del second'ordine, e N_{Ed} è la forza normale di compressione nel sistema o quella trasmessa dagli elementi controventati (Figura C4.2.5).

Se il sistema di controventamento è preposto alla stabilizzazione laterale di un elemento inflesso di altezza h, la forza N_{Ed}, riportata nella [C4.2.15] e rappresentativa degli effetti prodotti dall'instabilità della piattabanda compressa dell'elemento inflesso sul controventamento, è data da

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \qquad [C4.2.16]$$

dove M_{Ed} è il massimo momento flettente nell'elemento inflesso. Se l'elemento da stabilizzare è soggetto anche a compressione assiale, una quota di tale sollecitazione deve essere considerata per determinare N_{Ed}.

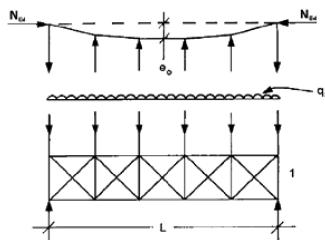



Figura C4.2.5 - *Forze equivalenti in sistemi di controvento*

Le forze che piattabande o elementi compressi giuntati esercitano sul sistema di controvento, in corrispondenza del giunto, possono essere assunte uguali a

$$F_d = \alpha_m \cdot \phi_0 = \frac{\alpha_m \cdot N_{Ed}}{100} \qquad [C4.2.17]$$

essendo N_{Ed} la forza di compressione nella piattabanda o nell'elemento (Figura C4.2.6).

Le imperfezioni locali non debbono essere considerate nelle verifiche di stabilità, poiché le formule di verifica nella presente sezione e adottate al § 4.2 delle NTC le considerano implicitamente. Se, invece, la verifica della membratura è eseguita mediante un'apposita analisi del secondo ordine, si dovrà considerare un'imperfezione locale dell'asta, che potrà essere assunta uguale a e_0 per l'instabilità a compressione e a $0,5 \cdot e_0$ per l'instabilità flessotorsionale, essendo e_0 dato in Tabella C4.2.I.

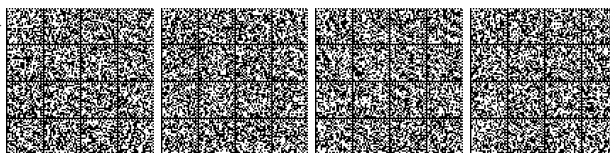
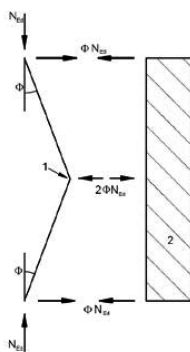



Figura C4.2.6 - *Forze equivalenti nelle giunzioni di elementi o piattabande compresse*

C4.2.3.6 ANALISI DI STABILITÀ DI STRUTTURE INTELAIATE

Quando α_{cr} è minore dei limiti ricordati al § C4.2.3.4, l'analisi strutturale deve tener conto delle deformazioni.

Gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni possono essere considerati nel calcolo con modalità diverse a seconda del tipo di struttura considerata e del tipo di analisi che può essere adottata.

Il metodo più generale prevede di eseguire un'analisi globale non lineare completa, in cui si verificano contemporaneamente sia la stabilità globale della struttura, sia la stabilità locale dei singoli elementi. Una possibile semplificazione di questo metodo consiste nell'eseguire un'analisi non lineare globale della struttura per verificarne la stabilità globale e determinare le sollecitazioni negli elementi, da verificare individualmente.

Nel caso in cui il modo instabile orizzontale sia predominante e risulti $\alpha_{cr} \geq 3{,}0$, l'analisi può essere semplificata. In questo caso, infatti, si può eseguire un'analisi globale lineare, considerando, per le verifiche degli elementi, le sollecitazioni dovute agli spostamenti orizzontali adeguatamente amplificate mediante un coefficiente $\beta>1{,}0$. Per i telai multipiano, caratterizzati da distribuzioni di carichi verticali e orizzontali simili ad ogni piano e con distribuzione delle rigidezze orizzontali coerente con i tagli di piano, e per i portali il coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni dovute alle azioni orizzontali può essere calcolato come

$$\beta = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \qquad \text{[C4.2.18]}$$

dove il moltiplicatore critico $\alpha_{cr} \geq 3{,}0$ può essere calcolato mediante la [C4.2.5].

C4.2.3.7 LUNGHEZZA STABILE DELLA ZONA DI CERNIERA PLASTICA

La verifica nei confronti dell'instabilità torsionale del tratto di membratura compreso tra il ritegno laterale che vincola la cerniera plastica e il ritegno torsionale successivo può essere condotta, in assenza di valutazioni più accurate, controllando che la lunghezza del tratto in esame sia minore della lunghezza stabile L_s.

Nel caso di travi a sezione costante aventi sezioni a I o a H, soggette a forza assiale poco significata (v. § C4.2.3.4) e a momento flettente variabile linearmente, caratterizzate da un rapporto tra altezza h e spessore della piattabanda t_f,

$$\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon \qquad \text{[C4.2.19]}$$

in cui

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235\ \text{MPa}}{f_{yk}}}$$

la lunghezza stabile può essere valutata, in via semplificata, come

$$\begin{aligned} L_s &= 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } 0{,}625 \leq \psi \leq 1{,}0 \\ L_s &= (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } -1 \leq \psi < 0{,}625 \end{aligned} \qquad \text{[C4.2.20]}$$

essendo i_z il raggio d'inerzia della piattabanda relativo all'asse dell'anima e ψ il rapporto tra i momenti flettenti alle estremità del segmento considerato, $M_{Ed,min}$ e $M_{pl,Rd}$,

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$$

C4.2.4 VERIFICHE

C4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI ULTIMI

C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

C4.2.4.1.3.1 Aste compresse

Aste compresse composte a sezione costante realizzate da due elementi (correnti) collegati tra loro con calastrelli o tralicci possono essere verificate con il metodo qui proposto, a condizione che i campi individuati dai calastrelli o dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre.

I correnti dell'asta composta possono essere a parete piena (Figura C4.2.7) oppure calastrellati o tralicciati a loro volta. Nel caso di correnti a pareti piena le tralicciature delle facce opposte devono corrispondersi ed essere sovrapponibili per traslazione, in caso contrario debbono essere considerati anche gli effetti torsionali sui correnti.

Nel seguito si fa riferimento ad aste di lunghezza L, incernierate agli estremi nel piano della calastrellatura o della tralicciatura, equiparando la deformabilità della calastrellatura o della tralicciatura alla deformabilità a taglio di un'asta a parete piena equivalente. Per condizioni di vincolo diverse la trattazione può essere convenientemente adattata.

Le imperfezioni di montaggio possono essere schematizzate considerando un difetto di rettilineità.

$$e_0 = \frac{L}{500} \qquad [C4.2.21]$$

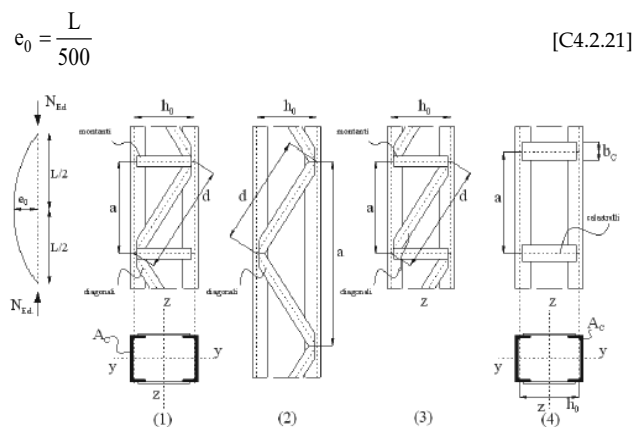



Figura C4.2.7-*Aste composte costituite da due correnti uguali*

Oltre alle verifiche di stabilità dell'asta composta si devono eseguire anche le verifiche di stabilità e resistenza dei correnti e delle aste di parete, come specificato nel seguito. Per configurazioni più complesse, non trattate nel presente documento, si può far riferimento a procedimenti di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.1.1. Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente

Per un elemento costituito da due correnti a parete piena, la forza normale di progetto nei correnti può essere ricavata da

$$N_{C,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_C}{2 \cdot J_{eff}} \qquad [C4.2.22]$$

dove

N_{Ed} è la forza normale di progetto dell'asta composta;

h_0 è la distanza tra i baricentri dei correnti;

A_C è l'area della sezione di ciascun corrente;

J_{eff} è il momento di inerzia efficace della sezione dell'elemento composto;

M_{Ed} è il momento di progetto dato da

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M^I_{Ed}}{1 - N_{Ed}/N_{cr} - N_{Ed}/S_V} \qquad [C4.2.23]$$

in cui

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ_{eff}}{L^2}$ è il carico critico euleriano dell'asta composta;

M^I_{Ed} è il valore del massimo momento flettente agente in mezzeria dell'asta composta;

S_V è la rigidezza a taglio equivalente della tralicciatura o della calastrellatura.

C4.2.4.1.3.1.2. Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento

La verifica dei calastrelli e degli elementi di parete dei tralicci nei campi estremi può essere eseguita considerando la forza di taglio nell'asta composta

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \quad \text{[C4.2.24]}$$

Per i calastrelli si devono considerare anche il momento flettente e lo sforzo di taglio dovuto al funzionamento a telaio dell'elemento.

C4.2.4.1.3.1.3. Verifiche di aste composte tralicciate

Devono essere verificati nei riguardi dei fenomeni di instabilità sia i diagonali sia i correnti. La verifica si esegue controllando che

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{[C4.2.25]}$$

Nel caso dei correnti, $N_{c,Ed}$ è la forza normale di progetto calcolata con la (C4.2.22), mentre $N_{b,Rd}$ è il carico critico, determinato in riferimento alla lunghezza di libera inflessione L_{ch} del corrente. Per correnti ad anima piena si può assumere L_{ch}=a (v. Figura C4.2.7), per correnti tralicciati L_{ch} dipende dallo schema adottato ed è indicato in Figura C4.2.8.

La rigidezza equivalente dell'asta composta tralicciata può essere assunta uguale a

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C \quad \text{[C4.2.26]}$$

mentre la rigidezza equivalente a taglio della tralicciatura, S_V, può essere ricavata, in funzione dello schema di tralicciatura adottato, dalla Tabella C4.2.II.

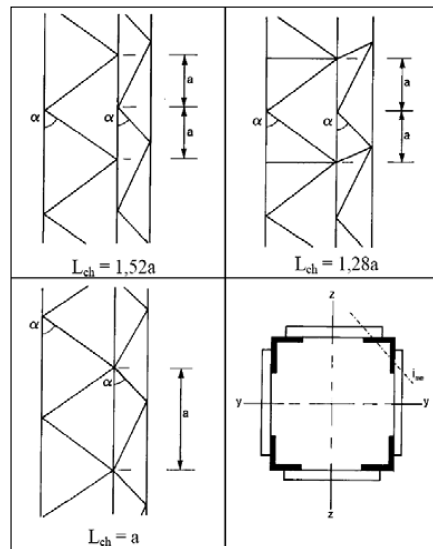



Figura C4.2.8 -*Lunghezza di libera inflessione dei correnti di aste tralicciate*

Tabella C4.2.II - *Rigidezza a taglio equivalenti di aste tralicciate o calastrellate*

Schema dell'asta composta (v. fig. C4.2.7)	**(1)**	**(2)**	**(3)**	**(4)**
S_V – rigidezza a taglio	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \cdot \left[1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_v \cdot d^3}\right]}$	$\frac{24EJ_C}{a^2 \cdot \left[1 + \frac{2 \cdot J_C \cdot h_0}{n \cdot J_V \cdot a}\right]} \leq \frac{2\pi^2 EJ_C}{a^2}$

A_d area dei diagonali, A_V: area dei calastrelli, J_V: momento di inerzia del calastrello, A_C: area di un corrente, n numero di piani di tralicciatura o calastrellatura

C4.2.4.1.3.1.4. Verifiche di aste composte calastrellate

Nelle aste composte calastrellate le verifiche dei correnti e dei calastrelli possono essere condotte in riferimento alla distribuzione di forze e sollecitazioni indicata in Figura C4.2.9.

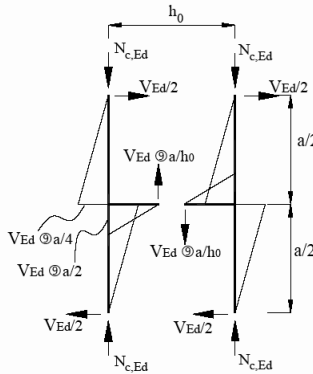



Figura C4.2.9 -*Schema di calcolo semplificato per un'asta calastrellata*

Cautelativamente, nei correnti, lo sforzo di taglio massimo di progetto V_{Ed} può essere combinato con la forza normale massima di progetto N_{Ed}.

La rigidezza a taglio equivalente S_V della parete calastrellata è indicata in Tabella C4.2.II (schema (4)).

Il momento di inerzia effettivo della sezione composta può essere ricavato da

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot \mu \cdot J_C \qquad [C4.2.27]$$

dove J_C è il momento di inerzia della sezione del corrente e μ è un coefficiente di efficienza, uguale a 0 se la snellezza dell'asta composta λ è maggiore o uguale a 150, uguale a 1 se la snellezza è minore o uguale a 75 e uguale a (2-λ/75) se la snellezza è compresa tra 75 e 150.

La snellezza λ dell'asta è definita come :

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = L \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_C}{0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot I_C}} \qquad [C4.2.28]$$

C4.2.4.1.3.1.5. Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, vedi Figura C4.2.10, posti ad un intervallo pari alle spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III. Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Figura C4.2.10, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y di Figura C4.2.10 può essere verificata considerando un raggio d'inerzia

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \qquad [C4.2.29]$$

dove i_0 è il raggio d'inerzia minimo dell'asta composta.

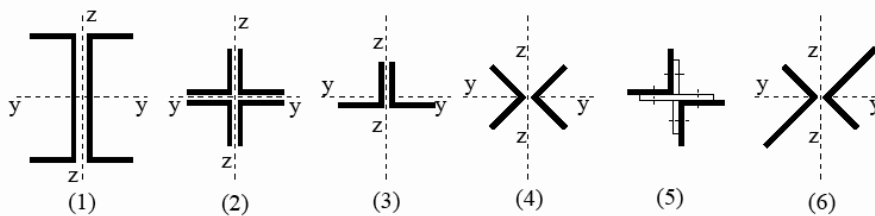



Figura C4.2.10 -*Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati*

Tabella C4.2.III - *Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili*

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	$15\ i_{min}$
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	$70\ i_{min}$

(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

Nei casi in cui le aste non soddisfino le condizioni della Tabella C4.2.III è possibile determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta ricorrendo a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.2 ***Travi inflesse***

Il coefficiente di snellezza adimensionale $\overline{\lambda}_{LT}$, di cui al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC, che consente di eseguire la verifica ad instabilità flesso-torsionale dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale, M_{cr}, del profilo inflesso in esame. Tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

In alternativa, per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} \qquad [C4.2.30]$$

dove L_{cr} è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi, EJ_y è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole), GJ_T è la rigidezza torsionale del profilo mentre EJ_ω è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente ψ tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 \qquad [C4.2.31]$$

in cui M_A ed M_B sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con $|M_B|<|M_A|$.

C4.2.4.1.3.3 ***Membrature inflesse e compresse***

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.3.1. Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \le 1 \qquad [C4.2.32]$$

dove:

χ_{min} è il minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

W_y e W_z sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

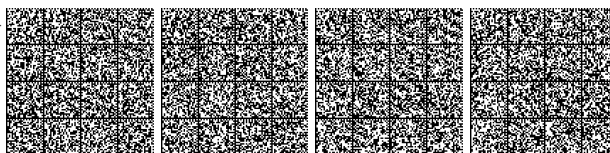
$N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$ sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{yeq,Ed}$ e $M_{zeq,Ed}$ sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \qquad [C4.2.33]$$

essendo $M_{m,Ed}$ il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \le M_{eq,Ed} \le M_{max,Ed} \qquad [C4.2.34]$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità M_a e M_b, $|M_a| \geq |M_b|$, (Figura C4.2.11), si può assumere per $M_{eq,Ed}$ il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \qquad [C4.2.35]$$

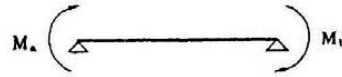



Figura C4.2.11 - *Trave soggetta a momenti d'estremità*

In presenza di fenomeni di instabilità flesso-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \qquad [C4.2.36]$$

dove χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale, definito al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

C4.2.4.1.3.3.2. Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\begin{aligned} &\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1 \\ &\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1 \end{aligned} \qquad [C4.2.37]$$

dove N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z, A è l'area e W_y e W_z i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} e k_{zz} sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Per sezioni di classe 4 le [C4.2.37] si modificano nelle

$$\begin{aligned} &\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{\left(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}\right) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{\left(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}\right) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} \leq 1 \\ &\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{\left(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}\right) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{\left(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}\right) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} \leq 1 \end{aligned} \qquad [C4.2.38]$$

dove A_{eff} è l'area efficace della sezione, $W_{eff,y}$ e $W_{eff,z}$ i moduli resistenti efficaci e $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ i momenti della forza normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace,

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,z} \cdot N_{Ed} \text{ e } \Delta M_{z,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \qquad [C4.2.39]$$

con $e_{N,y}$ e $e_{N,z}$ distanze del baricentro della sezione efficace dal baricentro della sezione lorda, lungo gli assi y e z rispettivamente.

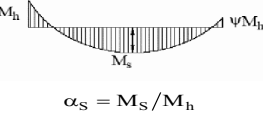
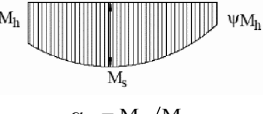
Nelle [C4.2.37] e [C4.2.38] χ_y, χ_z sono i coefficienti di riduzione per l'instabilità a compressione e χ_{LT} è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dati nel § 4.2.4.1.3.1 e § 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Tabella C4.2.IV - *Coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi con modesta deformabilità torsionale*

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{my}\cdot\left(1+\left(\bar{\lambda}_y-0,2\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
k_{yz}	I, H, Sezioni cave	k_{zz}	$0,6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8\cdot k_{yy}$	$0,6\cdot k_{yy}$
k_{zz}	I, H	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+\left(2\bar{\lambda}_y-0,6\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+1,4\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz}\cdot\left(1+\left(\bar{\lambda}_y-0,2\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed}\neq0$, , $k_{zy}=0$ ($M_{z,Ed}=0$).			

I coefficienti di interazione k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} e k_{zz} sono dati nella Tabella C4.2.IV, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione, e nella Tabella C4.2.V per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati dipendono dai coefficienti α_{my}, α_{mz} per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi y e z, rispettivamente, e dal coefficiente α_{mLT}, per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in Tabella C4.2.VI.

Tabella C4.2.V - *Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente*

k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k_{yy}	$\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{my}\cdot\left(1+\left(\bar{\lambda}_y-0,2\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{my}\cdot\left(1+0,8\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_y\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$
k_{yz}	k_{zz}	$0,6\cdot k_{zz}$
k_{zy}	$\left(1-\frac{0,05\cdot\bar{\lambda}_z}{\left(\alpha_{mLT}-0,25\right)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\ge\left(1-\frac{0,05}{\left(\alpha_{mLT}-0,25\right)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\left(1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{\left(\alpha_{mLT}-0,25\right)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\ge\left(1-\frac{0,1}{\left(\alpha_{mLT}-0,25\right)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$ per $\bar{\lambda}_z\ge0,4$ $k_{zy}=0,6+\bar{\lambda}_z\le\left(1-\frac{0,1\cdot\bar{\lambda}_z}{\left(\alpha_{mLT}-0,25\right)}\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$ per $\bar{\lambda}_z<0,4$
k_{zz}	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\bar{\lambda}_z\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+0,6\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$	$\alpha_{mz}\cdot\left(1+\left(2\bar{\lambda}_z-0,6\right)\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)\le\alpha_{mz}\cdot\left(1+1,4\cdot\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_z\cdot A\cdot f_{yk}}\right)$

Per la valutazione dei coefficienti α_{my} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo z; per la valutazione dei coefficienti α_{mz} e α_{mLT} si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo y.

Per elementi con modo instabile per traslazione dei piani, si deve assumere α_{my}=0,9 o α_{mz}=0,9, rispettivamente.

Per il calcolo dei coefficienti d'interazione si possono adottare metodi alternativi, adeguatamente comprovati.

Tabella C4.2.VI - *Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata.*

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti $\alpha_{my}, \alpha_{mz}, \alpha_{mLT}$	
			Carico uniforme	Carico concentrato
M_h … ψM_h	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$	
M_h … ψM_h, M_s	$0 \le \alpha_S \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \ge 0,4$
	$-1 \le \alpha_S < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$-0,8\alpha_s \ge 0,4$
$\alpha_S = M_S/M_h$		$-1 \le \psi \le 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \ge 0,4$
M_h … ψM_h, M_s	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
$\alpha_h = M_h/M_s$		$-1 \le \psi \le 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

C4.2.4.1.3.3.3. Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flesso-torsionale

Se elementi strutturali o parti di struttura non sono conformi ai requisiti imposti per l'applicazione dei metodi di verifica semplificati esposti nel § 4.2.4.1.3 delle NTC e nei §§ C4.2.4.1.3.1÷ C4.2.4.1.3.3, è necessario eseguire delle analisi più accurate per determinare i valori della resistenza nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio dovute a sollecitazioni di compressione, flessione o combinate. In particolare, è necessario conoscere i moltiplicatori dei carichi applicati all'elemento strutturale che ingenerano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, calcolando, per l'elemento strutturale o la struttura o parte di essa:

$\alpha_{ult,k}$ – moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;

$\alpha_{cr,op}$ – il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità laterale o torsionale.

Da tali moltiplicatori è possibile ricavare la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \qquad [C4.2.40]$$

dalla quale si ottiene il fattore di riduzione della resistenza del sistema

$$\chi_{op} = \min\left\{\chi\left(\bar{\lambda}_{op}\right); \chi_{LT}\left(\bar{\lambda}_{op}\right)\right\} \qquad [C4.2.41]$$

Tali moltiplicatori dei carichi di progetto, sono ricavati all'interno del § 4.2.4.1.3 delle NTC con formule semplificate valide solo per particolari casi di sollecitazione e per le geometrie delle sezioni più comuni e doppiamente simmetriche. Il calcolo, invece, di tali coefficienti tramite modelli numerici più complessi consente la loro definizione per geometrie e condizioni di carico qualunque, purché convalidato tramite attendibili riscontri sperimentali. Ovviamente tale metodo di analisi è fortemente raccomandato nel caso di strutture speciali e/o caratterizzate da conformazioni strutturali particolarmente complesse, per le quali sia giustificato il riscontro sperimentale.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità al di fuori del piano per l'elemento strutturale generico (non prismatico, con condizioni al contorno particolari, ecc.) o per la struttura è imposta con la formula seguente

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \ge 1,0 \qquad [C4.2.42]$$

C4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio (verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento UNI EN 1993-2:2007 ed § 4.6 dell'UNI EN 1993-1-5:2007. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento UNI EN 1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti.

C4.2.4.1.3.4.1. Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore

$$\frac{h_W}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad [C4.2.43]$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_W}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad [C4.2.44]$$

per pannelli irrigiditi, dove h_w è l'altezza del pannello, t il suo spessore, η è uguale a 1,20, k_τ è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y[\mathrm{MPa}]} \quad [C4.2.45]$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.46]$$

dove f_{yw} è la tensione di snervamento del pannello, χ_w è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tabella C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza λ_w e della rigidezza dell'irrigiditore sull'appoggio, $V_{bw,Rd}$ è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad [C4.2.47]$$

e $V_{bf,Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a\left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}}\right)\gamma_{M1}} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,red}}\right)\right] \quad [C4.2.48]$$

in cui b_f è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ da ciascun lato dell'irrigiditore, t_f lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e $M_{f,red}$ è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci, A_{fi} e A_{fs} rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforzo normale di progetto N_{Ed},

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{\left(A_{fi} + A_{fs}\right) \cdot f_{yf}}\right) \quad [C4.2.49]$$

Il coefficiente χ_w (vedi Tabella C4.2.VII) dipende dalla rigidezza del montante d'appoggio: un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale $e > 0{,}1 \cdot h_w$, e tali che l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a $4 \cdot h_w \cdot t^2/e$ può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.

Tabella C4.2.VII - *Coefficienti χ_w per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello*

Coefficiente di snellezza	**Coefficiente χ_w per montanti d'appoggio rigidi**	**Coefficiente χ_w per gli altri casi**
$\lambda_w < 0{,}83/\eta$	η	η
$(0{,}83/\eta) \leq \lambda_w < 1{,}08$	$0{,}83/\lambda_w$	$0{,}83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1{,}08$	$1{,}37/(0{,}7+\bar{\lambda}_w)$	$0{,}83/\lambda_w$

Il parametro di snellezza λ_w è dato dalla formula

$$\lambda_W = 0,76\sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \qquad [C4.2.50]$$

dove $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$ è la tensione tangenziale critica e σ_E è la tensione critica euleriana, che per un piatto di altezza h_w e spessore t è data da

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)\cdot h_w} = 190000\left(\frac{t}{h_w}\right)^2 \ [MPa]$$

In assenza di irrigiditori longitudinali, il parametro k_τ, coefficiente per l'instabilità a taglio, è dato da

$$k_\tau = 5,34 + 4,00\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$
$$k_\tau = 4,00 + 5,34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w < 1 \qquad [C4.2.51]$$

dove a è la lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia I_{st} soddisfa le relazioni seguenti

$$I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3/a^2 \quad \text{se } a/h_w < \sqrt{2}$$
$$I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 \quad \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \qquad [C4.2.52]$$

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}} \qquad [C4.2.53]$$

essendo V_{Ed} è il taglio di calcolo a distanza $0,5 \cdot h_w$ dal bordo del pannello più sollecitato.

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali:

se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto d'allungamento $\alpha = a/h_w \geq 3$ il coefficiente k_τ è dato da

$$k_\tau = 5,34 + 4,00\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{quando } \alpha = a/h_w \geq 1$$
$$k_\tau = 4,00 + 5,34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{quando } \alpha = a/h_w < 1 \qquad [C4.2.54]$$

in cui

$$k_{\tau l} = \max\left[\left(\frac{3}{\alpha}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right)^3}; \frac{2,1}{t}\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}}\right] \qquad [C4.2.55]$$

essendo I_{sl} la somma dei momenti d'inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ da ciascun lato dell'irrigiditore (Figura C4.2.12); se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e α = a/hw< 3, il coefficiente kτ è

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2}\left(6,3 + 0,18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right) + 2,2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \qquad [C4.2.56]$$

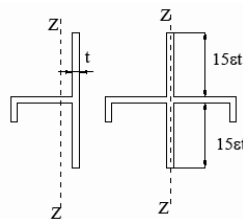
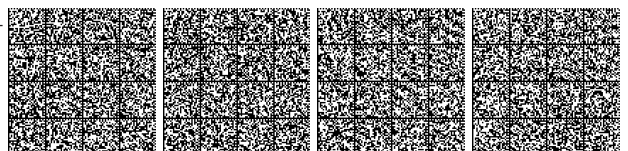



Figura C4.2.12 - *Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima*

C4.2.4.1.3.4.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$, dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente ρ è dato da

$$\rho = 1,0 \qquad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3+\psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \qquad \text{se } \lambda_p > 0,673 \qquad \text{[C4.2.57]}$$

dove $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo σ_1 la tensione di compressione massima in valore assoluto.

Nel caso di pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale ϱ è dato da

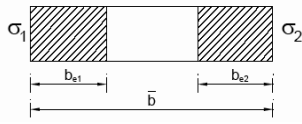
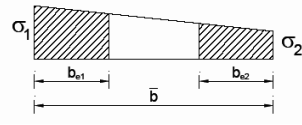
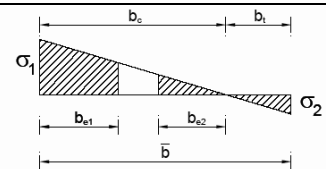
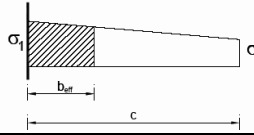
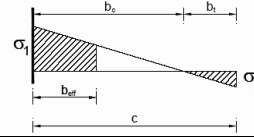
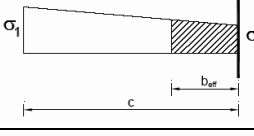
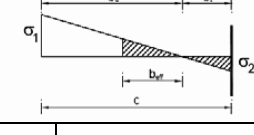
$$\rho = 1,0 \qquad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \qquad \text{se } \lambda_p > 0,748 \qquad \text{[C4.2.58]}$$

Nelle espressioni [C4.2.57] e [C4.2.58], la snellezza relativa del pannello λ_p è

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \qquad \text{[C4.2.59]}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ, dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella Tabella C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella Tabella C4.2.IX per i pannelli con un solo bordo longitudinale irrigidito, e $\bar{b}$ è la larghezza del pannello. $\bar{b}$é uguale a h_w per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza b della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a b-3t_f per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore t_f ed è uguale alla lunghezza c dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un sol lato.

Tabella C4.2.VIII - *Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi*

Distribuzione delle tensioni	Larghezza efficace del pannello
σ_1 σ_2 b_{e1} b_{e2} $\bar{b}$	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$
σ_1 σ_2 b_{e1} b_{e2} $\bar{b}$	$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
b_c b_t σ_1 σ_2 b_{e1} b_{e2} $\bar{b}$	$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1-\psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$

$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore k_σ	4,00	$8,2/(1,05+\psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1-\psi)^2$

Tabella C4.2.IX - *Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito*

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1-\psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore k_σ	0,43	$0{,}578/(0{,}34+\psi)$	1,70	$1{,}7-5\psi+17{,}1\psi^2$	23,8
Distribuzione delle tensioni			**Larghezza efficace del pannello**		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1-\psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore k_σ	$0{,}57-0{,}21\psi+0{,}07\psi^2$				

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2, per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

La sezione efficace del pannello è definita da area, A_{eff}, modulo resistente, W_{eff}, e momento di inerzia, J_{eff}, che tengono conto anche degli effetti da trascinamento da taglio. Poiché la caratteristiche della sollecitazione sono calcolate, in genere, rispetto alle linee d'asse baricentriche dei profili, in fase di verifica il baricentro della sezione efficace potrebbe risultare non più coincidente con il baricentro della sezione lorda, determinando un'eccentricità addizionale e_N, che deve essere considerata nel calcolo, aggiungendo al momento flettente di calcolo M_{Ed} il momento flettente addizionale $N_{Ed} \cdot e_N$.prodotto dalla sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed}.

In tal modo la verifica nei riguardi della stabilità è condotta utilizzando la formula

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + \left(N_{Ed} \cdot e_N\right)}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1{,}0 \qquad \text{[C4.2.60]}$$

Nel caso in cui l'elemento sia soggetto a compressione e a flessione biassiale, l'equazione di verifica dei pannelli è

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + \left(N_{Ed} \cdot e_{y,N}\right)}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + \left(N_{Ed} \cdot e_{z,N}\right)}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1{,}0 \qquad \text{[C4.2.61]}$$

dove $M_{y,Ed}$ ed $M_{z,Ed}$ sono i momenti flettenti di calcolo rispetto agli assi y e z della sezione, mentre $e_{y,N}$ ed $e_{z,N}$ sono le eccentricità degli assi neutri e $W_{y,eff}$, $W_{z,eff}$ ed A_{eff} sono i moduli resistenti e l'area della sezione efficace.

In alternativa a quanto detto sopra e in via semplificata, l'area efficace A_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a compressione semplice e il modulo resistente efficace W_{eff} si può determinare considerando la sezione soggetta a flessione pura.

Nel calcolo si deve tener conto anche degli effetti dovuti al trascinamento da taglio, considerando una larghezza collaborante

determinata in accordo con il § C4.2.4.1.3.4.3.

C4.2.4.1.3.4.3. Larghezza collaborante

Gli effetti di trascinamento da taglio possono essere trascurati se risulta $b_0<0{,}02 \cdot L_e$, dove $b_0=0{,}5 \cdot b$ per le piattabande interne, essendo b l'interasse delle anime, e $b_0=c$ per le parti a sbalzo, essendo c la luce dello sbalzo, mentre L_e, luce equivalente, è la distanza tra due punti di nullo consecutivi del diagramma dei momenti.

Quando il trascinamento da taglio avviene in campo elastico la larghezza collaborante può essere valutata come

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 \qquad [C4.2.62]$$

essendo β il fattore riduttivo dato nella Tabella C4.2.X in funzione di $\kappa=\alpha_0 \cdot b_0/L_e$.

Tabella C4.2.X - *Fattori riduttivi β per la larghezza collaborante*

$\kappa=\frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Sezioni da verificare	Valori di β
$\kappa \le 0{,}02$		$\beta=1{,}0$
$0{,}02<\kappa\le 0{,}70$	Zone a momento positivo	$\beta=\beta_1=\frac{1}{1+6{,}4\cdot\kappa^2}$
	Zone a momento negativo	$\beta=\beta_2=\frac{1}{1++6{,}0\left(\kappa-\frac{1}{2500\cdot\kappa}\right)+1{,}6\cdot\kappa^2}$
$\kappa>0{,}70$	Zone a momento positivo	$\beta=\beta_1=\frac{1}{5{,}9\cdot\kappa}$
	Zone a momento negativo	$\beta=\beta_1=\frac{1}{8{,}6\cdot\kappa}$
κ qualsiasi	Appoggi di estremità	$\beta=\left(0{,}55+\frac{0{,}025}{\kappa}\right)\beta_1 \le \beta_1$
κ qualsiasi	Sbalzi	$\beta=\beta_2$ sugli appoggi, $\beta_0=1{,}0$ all'estremità

Detta A_{sl} l'area di tutti gli irrigiditori longitudinali compresi nella larghezza b_0, il coefficiente α_0 è

$$\alpha_0 = \sqrt{1+\frac{A_{sl}}{b_0 t}} \,. \qquad [C4.2.63]$$

Nel caso di travi continue in cui le luci di due campate adiacenti non differiscono di più del 50% e gli eventuali sbalzi hanno luce non superiore al 50% della campata adiacente, le luci equivalenti L_e ed i coefficienti β possono essere calcolati come indicato in Figura C4.2.13.

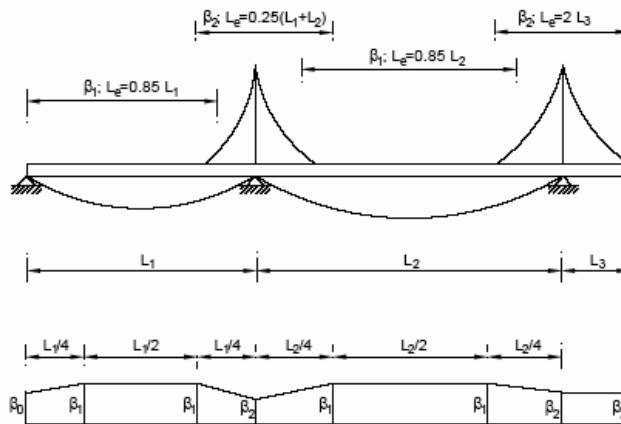



Figura C4.2.13 – *Luci equivalenti L_e e coefficienti riduttivi β per travi continue*

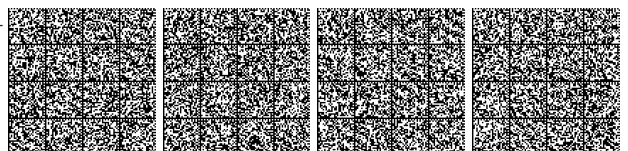
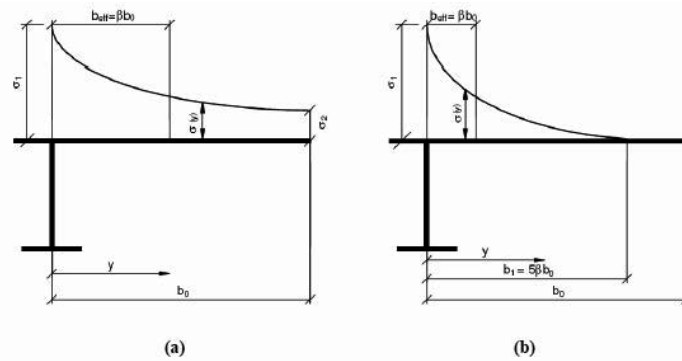



Figura C4.2.14 – *Distribuzione delle tensioni normali dovute al trascinamento da taglio*

La distribuzione delle tensioni normali nella piattabanda, considerando l'effetto del trascinamento da taglio, è riportata in Figura C4.2.14., con l'andamento delle tensioni nei due casi (a) e (b) descritto rispettivamente da

$$\text{(a)} \quad \beta > 0,20 \begin{Bmatrix} \sigma_2 = 1,25\ (\beta - 0,20)\ \sigma_1 \\ \sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2)\left(1 - \dfrac{y}{b_0}\right)^4 \end{Bmatrix} ; \text{(b)} \quad \beta \le 0,20 \begin{Bmatrix} \sigma_2 = 0 \\ \sigma(y) = \sigma_1 \left(1 - \dfrac{y}{b_1}\right)^4 \end{Bmatrix} \qquad \text{[C4.2.64]}$$

Allo stato limite ultimo, gli effetti di trascinamento da taglio delle piattabande compresse possono essere determinati considerando un'area efficace A_{eff} data da

$$A_{eff} = \beta^{\kappa} \cdot A_{c,eff} \ge \beta \cdot A_{c,eff} \qquad \text{[C4.2.65]}$$

in cui β e κ sono ricavati dalla Tabella C.4.2.X e $A_{c,eff}$ è l'area efficace della piattabanda compressa, che tiene conto dell'instabilità ed è definita al § C4.2.4.1.3.4.4.

L'espressione [C4.2.65] è valida anche per le piattabande tese, purché si sostituisca $A_{c,eff}$ con l'area lorda della piattabanda tesa.

C4.2.4.1.3.4.4. Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_{c} \rho_{loc} b_{c,loc} t \qquad \text{[C4.2.66]}$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$, vincolati a lastre adiacenti (Figura C4.2.15).

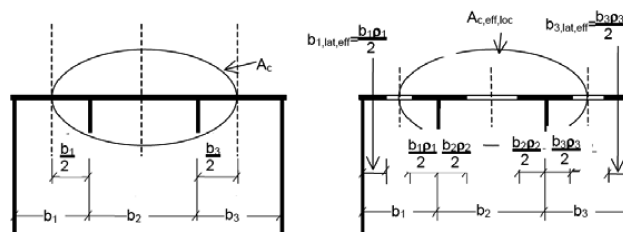



Figura C4.2.15 - *Lastra irrigidita uniformemente compressa*

L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{lat,eff} t \qquad [C4.2.67]$$

Nel caso di lastre irrigidite pressoinflesse si può far riferimento alla Figura C4.2.16. In detta figura b_i e b_{i+1} rappresentano le larghezze di lamiera collaboranti con l'irrigiditore, che possono essere ricavate, sempre in riferimento alla Figura C4.2.16, dalla Tabella C4.2.XI.

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come

$$\rho_c = \xi(\rho - \chi_c)(2 - \xi) + \chi_c \qquad [C4.2.68]$$

dove χ_c è il coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna, ρ il coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra e

$$0 \le \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \le 1 \qquad [C4.2.69]$$

essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche eleuriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, rispettivamente.

C4.2.4.1.3.4.5. Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a, la tensione critica eleuriana $\sigma_{cr,c}$ è data da

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \qquad [C4.2.70]$$

se non irrigidito, e da

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,1}} \qquad [C4.2.71]$$

se irrigidito, essendo b_c e $b_{sl,1}$, rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione (Figura C4.2.16).

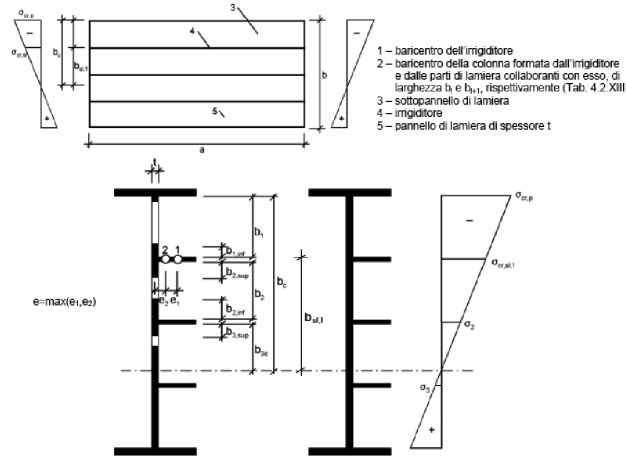



Figura C4.2.16 - *Lastra irrigidita pressoinflessa*

Tabella C4.2.XI - *Calcolo della larghezza di lamiera collaborante in riferimento alla Figura C4.2.16*

	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1}\cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1}\cdot b_{1,eff}$	$\psi_1=\frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}}>0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2}\cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2}\cdot b_{2,eff}$	$\psi_2=\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}}>0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2}\cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2}\cdot b_{2,eff}$	$\psi_2=\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}}>0$
$b_{3,sup}$	$0,4\cdot b_{3c}$	$0,4\cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3=\frac{\sigma_3}{\sigma_2}<0$

Nella [C4.2.71] $\sigma_{cr,sl}$ rappresenta la tensione critica eleuriana dell'irrigiditore maggiormente compresso

$$\sigma_{cr,sl}=\frac{\pi^2 E\cdot I_{sl,1}}{A_{sl}a^2} \qquad [C4.2.72]$$

essendo $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti, determinate come indicato in Figura C4.2.16.

La snellezza relativa λ_c è definita da

$$\lambda_c=\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \qquad [C4.2.73]$$

per i pannelli non irrigiditi e da

$$\lambda_c=\sqrt{\frac{A_{sl,1,eff}\, f_y}{A_{sl}\,\sigma_{cr,c}}} \qquad [C4.2.74]$$

per i pannelli irrigiditi, essendo $A_{sl,l,eff}$ l'area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto applicando la formula [4.2.44] del § 4.2.4.1.3.1 delle NTC e considerando un opportuno valore amplificato, α_e, del coefficiente α.

Per pannelli irrigiditi si può assumere

$$\alpha_e=\alpha+\frac{0,09\cdot e}{i} \qquad [C4.2.75]$$

dove α=0,34 (curva b della Tabella 4.2.VIII delle NTC) per irrigiditori a sezione chiusa e α=0,49 (curva c della Tabella 4.2.VIII delle NTC) per irrigiditori a sezione aperta. Nella [C4.2.75] $e=\max(e_1,e_2)$, dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore (vedi Figura C4.2.16), e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante:

$$i=\sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} \qquad [C4.2.76]$$

Per pannelli non irrigiditi si può porre $\alpha_e=\alpha$=0,21 (curva a della Tab. 4.2.VIII delle NTC).

C4.2.4.1.3.4.6. Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$, è data da

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad [C4.2.77]$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita (v. Figura C4.2.16) e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left[\left(1+\alpha_1^2\right)^2 + \gamma - 1\right]}{\alpha_1^2 (\psi+1)(1+\delta)} \qquad \text{se } \alpha_1 \le \sqrt[4]{\gamma} \qquad [C4.2.78.a]$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot \left(1+\sqrt{\gamma}\right)}{(\psi+1)(1+\delta)} \qquad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma} \qquad [C4.2.78.b]$$

in cui

$\alpha_1 = \frac{a}{b} \ge 0{,}5$;

ψ è il rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\psi=\sigma_2/\sigma_1 \ge 0{,}5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ è il rapporto tra il momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita, I_{sl}, e il momento d'inerzia della lamiera:

$$\gamma = \frac{12 \cdot \left(1-\nu^2\right) \cdot I_{sl}}{b \cdot t^3} \qquad [C4.2.79]$$

δ è il rapporto tra l'area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{b \cdot t} \qquad [C4.2.80]$$

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Piastra con un solo irrigiditore longitudinale

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica eleuriana può essere calcolata come

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1{,}05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \qquad \text{se } a \ge a_c \qquad [C4.2.81.a]$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot \left(1-\nu^2\right) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \qquad \text{se } a < a_c \qquad [C4.2.81.b]$$

dove $A_{sl,1}$ è l'area lorda dell'irrigiditore, ottenuta come indicato in Figura C4.2.16 e in Tabella C4.2.XI, $I_{sl,1}$ è il momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore, b_1 e b_2 sono le distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1+b_2=b$, e a_c è uguale a

$$a_c = 4{,}33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} \qquad [C4.2.82]$$

Piastra con due irrigiditori longitudinali

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in Figura C4.2.17.

Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq}=A_{sl,1}+A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq}=I_{sl,1}+I_{sl,2}$, disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

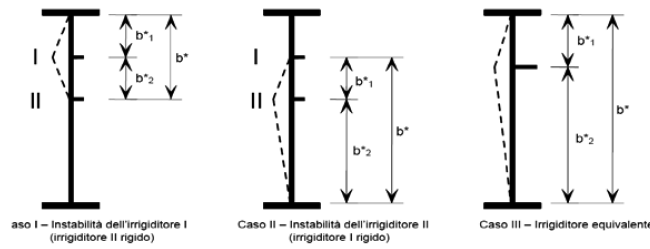



Figura C4.2.17 - *Lastra irrigidita con due irrigiditori nella parte compressa*

Mediante le formule [C4.2.81], ponendo $b_1=b^*_1$, $b_2=b^*_2$, $b=b^*$, si calcolano le tensioni critiche euleriane, $\sigma_{cr,pI}$, $\sigma_{cr,pII}$ e $\sigma_{cr,pIII}$, relative ai tre casi indicati in Figura C4.2.17.

La tensione critica del pannello $\sigma_{cr,p}$ è quella minima tra le tre sopra determinate

$$\sigma_{cr,p} = \min\left(\sigma_{cr,pI}, \sigma_{cr,pII}, \sigma_{cr,pIII}\right) \qquad [C4.2.83]$$

C4.2.4.1.3.4.7. Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali

Gli irrigiditori trasversali devono garantire un adeguato vincolo alla lamiera, sia in assenza, sia in presenza di nervature longitudinali.

Gli irrigiditori trasversali possono essere considerati come elementi semplicemente appoggiati soggetti ai carichi laterali e ad un difetto di rettilineità di forma sinusoidale di ampiezza

$$w_0 = \frac{\min\left(a_1; a_2; b\right)}{300} \qquad [C4.2.84]$$

in cui a_1 e a_2 sono le lunghezze dei due pannelli adiacenti all'irrigiditore considerato e b è la luce dell'irrigiditore (Figura C4.2.18). Nel calcolo, gli altri irrigiditori si considerano rigidi e rettilinei, come rappresentato in Figura C4.2.18.

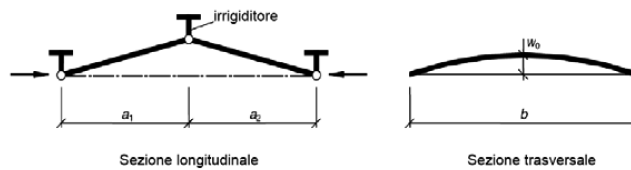



Figura C4.2.18 - *Schema di calcolo per gli irrigiditori trasversali*

Con le ipotesi sopra dette, si deve verificare, mediante un'analisi elastica del second'ordine che la tensione massima nell'irrigiditore risulti minore di f_y/γ_{M1} e che l'incremento massimo di freccia dell'irrigiditore risulti minore di b/300.

Nel caso che gli irrigiditori longitudinali siano soggetti a forze trasversali, occorre far riferimento a metodologie di calcolo e a normative di comprovata validità.

C4.2.4.1.3.4.8. Verifiche semplificate

Le verifiche possono essere semplificate controllando che, in assenza di sforzo normale, il momento d'inerzia dell'irrigiditore I_{st} soddisfi la disuguaglianza

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \left(1 + 300\frac{w_0}{b} \cdot u\right) \qquad [C4.2.85]$$

dove

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b}\right)\left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \qquad [C4.2.86]$$

$$u = \frac{\pi^2 E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{300 \cdot b \cdot f_y} \qquad [C4.2.87]$$

essendo e_{max} la massima distanza tra i lembi dell'irrigiditore e il suo baricentro, N_{Ed} la massima forza di compressione nei pannelli adiacenti all'irrigiditore e $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, definite ai §§ C4.2.4.1.3.4.5 e C4.2.4.1.3.4.6. N_{Ed} deve comunque soddisfare la relazione

$$N_d \geq N_d^* = 0{,}5 \cdot \sigma_{max} \cdot A_{c,eff} \qquad [C4.2.88]$$

in cui $A_{c,eff}$ è l'area compressa effettiva del pannello nervato e σ_{max} la massima tensione di compressione nel pannello nervato stesso.

Qualora l'irrigidimento sia anche soggetto a forza normale di compressione N_{st}, questa deve essere incrementata ai fini della presente verifica semplificata di

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2} \qquad [C4.2.89]$$

In alternativa al metodo appena descritto, in assenza di forza normale, la verifica semplificata può essere effettuata mediante un'analisi elastica lineare, considerando un carico fittizio addizionale uniformemente distribuito sulla lunghezza b

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot \left(w_0 + w_{el}\right) \qquad [C4.2.90]$$

dove w_0 è l'imperfezione [C4.2.84] e w_{el} la deformazione elastica, che può essere determinata per iterazione, o assunta cautelativamente uguale a b/300.

Nel caso di irrigiditori aperti, si deve inoltre effettuare la verifica di stabilità torsionale.

In assenza di analisi più rigorose, la verifica può considerarsi soddisfatta se

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} \qquad [C4.2.91]$$

i cui I_T è il momento d'inerzia torsionale del solo irrigiditore e I_P è il momento d'inerzia polare del solo irrigiditore, rispetto all'attacco con la lamiera.

Qualora si consideri la rigidezza torsionale da ingobbamento impedito, la verifica di stabilità torsionale può essere effettuata controllando, in alternativa alla [C4.2.91], che risulti soddisfatta la disuguaglianza

$$\sigma_{cr} \geq 6 \cdot f_y \qquad [C4.2.92]$$

dove σ_{cr} è la tensione critica eleuriana per l'instabilità torsionale dell'irrigiditore considerato incernierato alla lamiera.

C4.2.4.1.3.4.9. Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali

Gli irrigiditori longitudinali dovrebbero essere vincolati ad entrambe le estremità ad irrigiditori trasversali. Irrigiditori longitudinali che non soddisfano questo requisito possono essere impiegati solo per le anime, e non per le piattabande, e non possono essere considerati nell'analisi globale né nel calcolo delle tensioni; possono essere, invece, messi in conto per la determinazione delle tensioni critiche eleuriane e per il calcolo delle larghezze efficaci dei sottopannelli d'anima.

Per le verifiche di stabilità torsionale degli irrigiditori longitudinali si possono adottare le stesse formule fornite al § C4.2.4.1.3.4.7 per gli irrigiditori trasversali.

C4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale.

C4.2.4.1.4.1 Spettri di carico

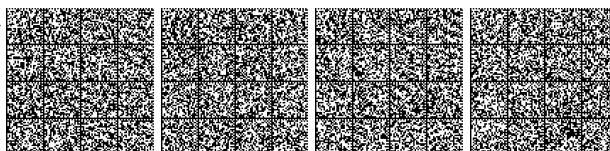
La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto spettro di carico, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione. Quando lo spettro di carico effettivo è complesso al punto da non poter essere impiegato direttamente nelle verifiche, esso può essere sostituito da spettri convenzionali, in grado di riprodurre il danneggiamento a fatica e/o il livello massimo di escursione delle tensioni $\Delta\sigma_{max}$ prodotti dallo spettro effettivo.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrature che sostengono macchine vibranti o dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi.

Gli spettri di carico da impiegare nelle verifiche possono essere determinati mediante studi specifici o anche dedotti da normative di comprovata validità. Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel § 5.1.4.3 delle NTC.

Nella verifica dei dettagli strutturali metallici, caratterizzati dalla presenza di limite di fatica ad ampiezza costante, spesso è necessario considerare spettri di carico convenzionali differenziati, a seconda che si tratti di verifiche a fatica a vita illimitata o di verifiche a danneggiamento.

C4.2.4.1.4.2 Spettri di tensione e metodi di conteggio

Gli spettri di tensione debbono essere ricavati analizzando gli oscillogrammi di tensione σ(t), indotti nel dettaglio considerato

dalle azioni dello spettro di carico assegnato, con opportuni metodi di identificazione e di conteggio. Per le strutture civili si possono impiegare, in alternativa, il metodo del serbatoio (*reservoir method*) o il metodo del flusso di pioggia (*rainflow method*). Per singole strutture, ad esempio strutture offshore ecc., anche in considerazione della particolare tipologia dello spettro di carico cui sono soggette, si può far ricorso a metodi di conteggio alternativi, previa adeguata giustificazione.

Nel metodo del serbatoio (Figura C4.2.19) si ipotizza che l'oscillogramma delle tensioni rappresenti il profilo di fondo di un serbatoio pieno di liquido, i cui paramenti esterni sono costituiti dal tratto convergente verso il massimo assoluto e da un tratto corrispondente, reale o fittizio. posto al termine del diagramma stesso.

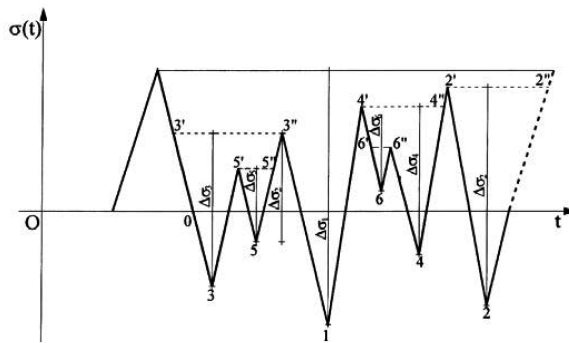



Figura C4.2.19 - *Metodo del serbatoio*

In riferimento alla Figura C4.2.19, si immagina di svuotare il serbatoio a partire dal minimo assoluto, punto 1 di figura, al vuoto che si forma corrisponde il primo ciclo ed alla differenza di quota tra 1 ed il pelo libero originario il delta di tensione relativo; al termine di questa operazione si formano altri bacini, semplici (2'22") o multipli (3'35'53") e (4'66"44"). L'operazione si ripete procedendo a svuotare in successione dagli altri punti di minimo relativo, ordinati in senso crescente, $\sigma_i<\sigma_{i+1}$, fino a svuotare l'intero serbatoio; ad ogni operazione di svuotamento corrisponde un ciclo, il cui delta di tensione è pari all'altezza d'acqua svuotata.

Il metodo del flusso di pioggia, meno intuitivo ed abbastanza complesso dal punto di vista operativo, individua i cicli mediante il flusso di una goccia d'acqua che scorre sulla traiettoria, immaginato verticale l'asse dei tempi (Figura C4.2.20). Si procede alternativamente da un massimo locale e da un minimo locale, curando che i massimi siano ordinati in senso decrescente e i minimi in senso crescente. Ogni volta che la goccia si distacca dalla traiettoria e cade o incontra un tratto già bagnato viene inizializzato un nuovo semiciclo, in modo che ciascun tratto dell'oscillogramma venga percorso una sola volta. I semicicli di uguale ampiezza vengono poi accoppiati sì da individuare i cicli.

Con riferimento alla Figura C4.2.20 e dopo aver spostato il tratto 0 -1 alla fine dell'oscillogramma:

- la prima goccia viene rilasciata dal punto 1, che rappresenta il massimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 1-2-2'-6 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_1\text{-}\sigma_6$;

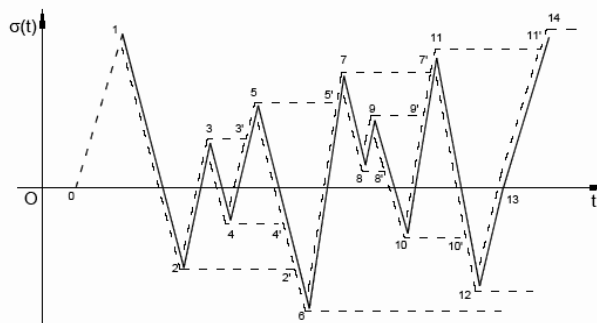



Figura C4.2.20 - *Metodo del flusso di pioggia*

- la seconda goccia viene rilasciata dal punto 6, che rappresenta il minimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 6-7-7'-11-11'-14 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_1 = \sigma_{14}\text{-}\sigma_6$ (σ_{14}=σ_1);
- la terza goccia viene rilasciata dal punto 11, che rappresenta il secondo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 11-12 e cade individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11}\text{-}\sigma_{12}$;
- la quarta goccia viene rilasciata dal punto 12, che rappresenta il secondo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 12-11', incontra il tratto 11'-14, che è già bagnato, e si arresta individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11}\text{-}\sigma_{12}$ (σ_{11} =

$\sigma_{11'}$);

- la quinta goccia viene rilasciata dal punto 7, che rappresenta il terzo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 7-8-8′-10-10′ e si arresta perché incontra il tratto 10′-12, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_3 = \sigma_7$-$\sigma_{10}$ (σ_{10}=$\sigma_{10'}$);
- la sesta goccia viene rilasciata dal punto 2, che rappresenta il terzo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 2-3-3′-5-5′ e si arresta perché incontra il tratto 5′-7, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza $\Delta\sigma_4 = \sigma_5$-$\sigma_2$;
- si ripete quindi il procedimento finché tutto l'oscillogramma non è bagnato.

Rispetto al metodo del serbatoio, il metodo del flusso di pioggia ha il vantaggio di poter essere più facilmente implementato su calcolatore.

Nella verifica si impiegheranno i delta di tensione di calcolo $\Delta\sigma_{i,d}$, ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro $\Delta\sigma_i$ per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf}, definito nella Tabella 4.2. XI delle NTC

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf}\Delta\sigma_i \qquad [C4.2.93]$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe $\Delta\sigma_C$, anch'essa definita nel seguito.

C4.2.4.1.4.3 Curve S-N

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogaritmico log($\Delta\sigma$)-log(N) o log($\Delta\tau$)-log(N), essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2\cdot10^6$ cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_C$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$, corrispondente a $N=5\cdot10^6$ cicli e dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\sigma_L$, che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per $N=10^8$ cicli.

L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_C\left(\frac{2\cdot10^6}{N}\right)^{\frac{1}{m}} \qquad \text{per } N \le 5\cdot10^6$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_D\left(\frac{2\cdot10^6}{N}\right)^{\frac{1}{m+2}} \qquad \text{per } 5\cdot10^6 < N \le 10^8\,, \qquad [C4.2.94]$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_L \qquad \text{per } N > 10^8$$

dove m=3, cosicché risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C\,; \qquad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C \qquad [C4.2.95]$$

Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in Figura C4.2.21.

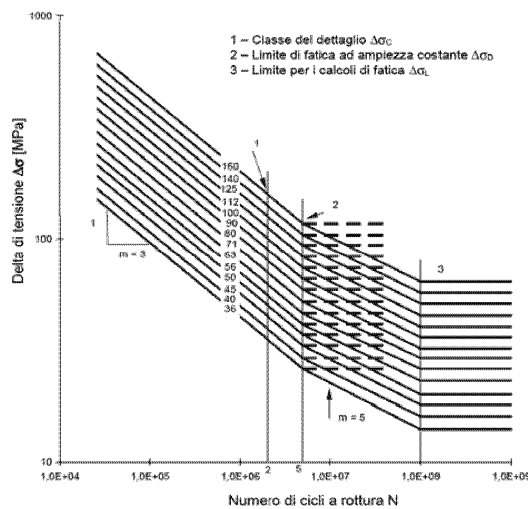



Figura C4.2.21 - *Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali*

Le classi di resistenza a fatica per tensioni normali relative a i dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.a, C4.2.XII.d, C4.2.XIII, C4.2.XIV, C4.2.XV e C4.2.XVI.a, mentre in Tabella C4.2.XVII sono riportate le classi dei dettagli tipici dei carriponte. Nelle tabelle le classi relative ad alcuni dettagli sono contrassegnate con un asterisco: per questi dettagli è possibile adottare una classificazione superiore di una classe, se si assume come resistenza a fatica ad ampiezza costante quella corrispondente a 10^7 cicli (vedi Figura C4.2.22).

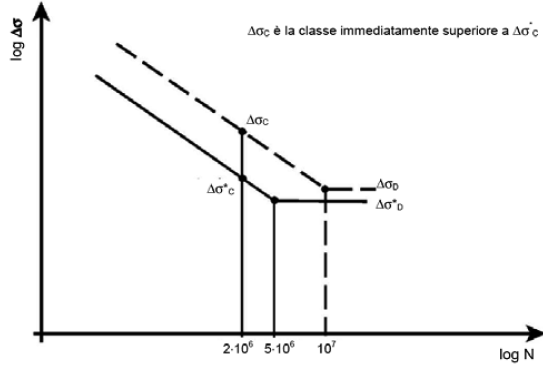



Figura C4.2.22 – *Classificazione alternativa $\Delta\sigma_C$ per dettagli classificati come $\Delta\sigma^*_C$*

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in Figura C4.2.23.

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\tau_C$, dal limite per i calcoli di fatica, $\Delta\tau_L$, corrispondente a $N=10^8$ cicli. L'equazione della curva S-N è

$$\Delta\tau = \Delta\tau_C \left(\frac{2\cdot 10^6}{N}\right)^{\frac{1}{m}} \qquad \text{per } N \le 10^8 \qquad [C4.2.96]$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \qquad \text{per } N>10^8$$

dove m=5, cosicché risulta

$$\Delta\tau_L = 0,457\Delta\tau_C\,. \qquad [C4.2.97]$$

Le classi di resistenza a fatica per tensioni tangenziali relative ai dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XII.b, C4.2.XII.c e C4.2.XVI.b.

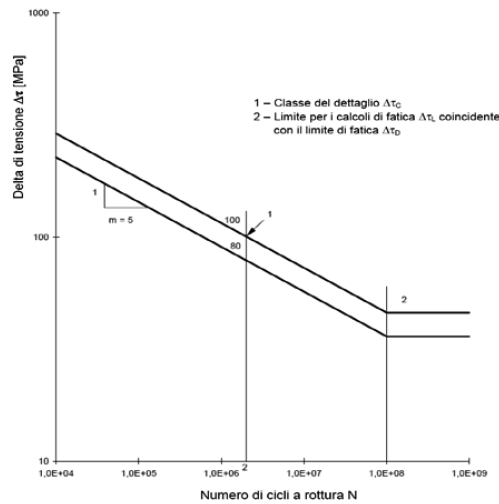



Figura C4.2.23 - *Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali*

Per la resistenza dei dettagli costruttivi tipici degli impalcati a piastra ortotropa, si può far riferimento al documento UNI EN 1993-1-9.

Tabella C4.2.XII.a - *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140[1]	① ② ③	Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125[1]	④	Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi
125 112[1]	⑤	5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza ≤1:4, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

[1] Classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione.

Tabella C4.2.XII.b - *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\tau$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100	⑥ ⑦	6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVI.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

Tabella C4.2.XII.c - *Bulloni sollecitati a taglio ($\Delta\tau$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100	⑮	15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

Tabella C4.2.XII.d - *Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ($\Delta\sigma$)*

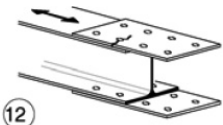
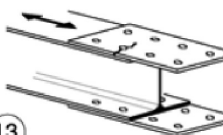
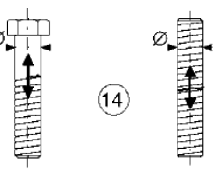
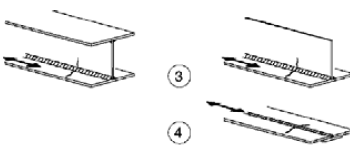
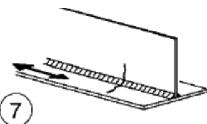
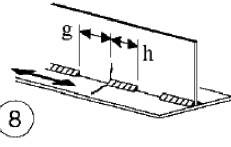
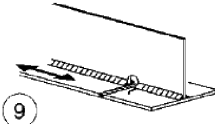
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112	⑧	8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90	⑨	9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
	⑩	10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
	⑪	11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		12) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con coprigiunti singoli o doppi con bulloni con precarico in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro ϕ>30 mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30/\phi)^{0,25}$	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

Tabella C4.2.XIII - *Dettagli costruttivi per sezioni saldate ($\Delta\sigma$)*

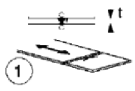
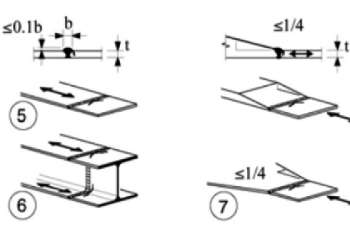
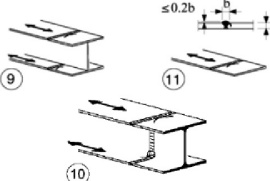
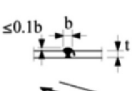
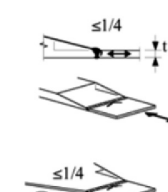
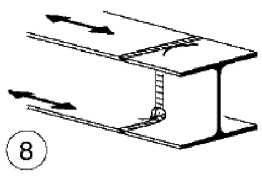
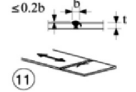
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldature longitudinali continue 1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XVI.a)	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetra-zione 6) Saldatura a piena penetra-zione manuale o automatica eseguita da un sol lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80	g/h ≤ 2,5	8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XV)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125 (a) 112 (b) 90 (c)	10	10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)	11	11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della UNI EN 1090. Spessore t≤12,5 mm e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

Tabella C4.2.XIV - *Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ($\Delta\sigma$)*

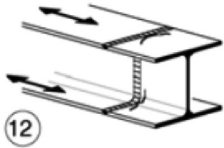
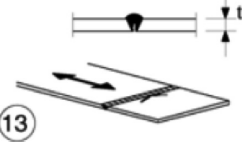
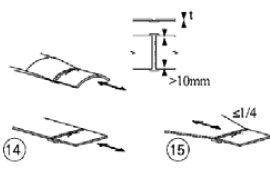
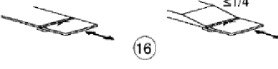
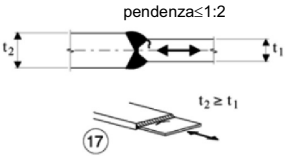
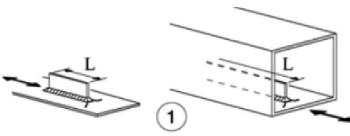
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112	t, ≤1/4, 1, 2, 3, 4	Saldature senza piatto di sostegno 1) Giunti trasversali in piatti e lamiere 2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio 3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 4) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non mag-giore di 1:4. Nelle zone di transi-zione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi 3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati
90	≤0.1b, b, t, ≤1/4, 5, 6, 7	Saldature senza piatto di sostegno 5) Giunti trasversali in piatti e lamiere 6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico 7) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$.	Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi Sovraspessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in dire-zione degli sforzi Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano
90	8	8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze
80	≤0.2b, b, t, 9, 10, 11	Saldature senza piatto di sostegno 9) Giunti trasversali in travi com-poste, in assenza di lunette di scarico 10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico 11) Giunti trasversali di lamiere, piatti, profilati e travi composte Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$.	Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi Sovraspessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
63		12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico	Saldature effettuate da entrambi i lati Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71 (36)		13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi. Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$ In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di t	Saldature senza piatto di sostegno Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi
71		Saldature su piatto di sostegno 14) Giunti trasversali in piatti e lamiere 15) Giunti trasversali di lamiere e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa
50		16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Vale anche per lamiere curve Per spessori t>25 mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0,2}$	Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento
71	pendenza≤1:2 $t_2 \geq t_1$	17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati Per spessori t_1>25 mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t_1)^{0,2}$	Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente $k_{se} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5} + t_2^{1,5}}\right)^{-1}$ da combinare, eventualmente, con k_s, quando t_1>25 mm

Tabella C4.2.XV - *Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati (Δσ)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		Attacchi saldati longitudinali 1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco (a) L ≤ 50 mm (b) 50 < L ≤ 80 mm (c) 80 < L ≤ 100 mm (d) L > 100 mm	Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6
71		2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con L>100 m e α<45°	
80		3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r. La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r. r>150 mm	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del faz-zoletto. Al termine della salda-tura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completa-mente la punta della saldatura

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
90 (a) 71 (b) 50 (c)		4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r. La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3). La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r. (a) r ≥ L/3 o r >150 mm (b) L/3 >r ≥ L/6 (c) r < L/6	Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura
40		5) Come saldato, senza raccordo di transizione	
80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) ℓ ≤ 50 mm (b) 50< ℓ ≤ 80 mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
80		9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra	

Tabella C4.2.XVI.a - *Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\sigma$)*

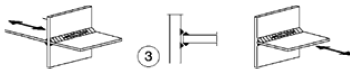
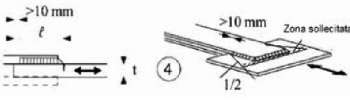
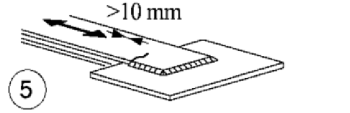
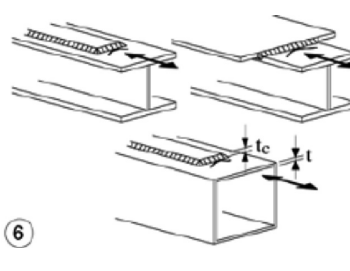
Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)	pannello flessibile	Giunti a croce o a T 1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione 2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello (a) ℓ ≤ 50 mm e t qualsiasi (b) 50< ℓ ≤ 80 mm e t qualsiasi (c) 80< ℓ ≤ 100 mm e t qualsiasi (d) 100< ℓ ≤ 120 mm e t qualsiasi (d) ℓ >120 mm e t ≤ 20 mm (e) 120< ℓ ≤ 200 mm e t >20 mm (e) ℓ >200 mm e 20 <t ≤ 30 mm (f) 200< ℓ ≤ 300 mm e t >30 mm (f) ℓ >300 mm e 30< t ≤ 50 mm (g) ℓ >300 mm e t >50 mm	1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della UNI EN 1090 2) Nel calcolo di $\Delta\sigma$ si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi k_f 1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
36*		Giunti a croce o a T 3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione	Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per $\Delta\sigma$ e alla classe 80 per $\Delta\tau$, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia
come dettaglio 1		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)	$\Delta\sigma$ nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2) Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
45*		Giunzioni a sovrapposizione 4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)	$\Delta\sigma$ è riferito agli elementi sovrapposti Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra. Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangen-ziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4.2.XVI.b)
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		Coprigiunti di travi e travi composte 6) Zone terminali di coprigiunti saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali (a) $t_c < t$ e $t \leq 20$ mm (b) $t_c < t$ e $20 < t \leq 30$ mm (b) $t_c \geq t$ e $t \leq 20$ mm (c) $t_c < t$ e $30 < t \leq 50$ mm (c) $t_c \geq t$ e $20 < t \leq 30$ mm (d) $t_c < t$ e $t > 50$ mm (d) $t_c \geq t$ e $30 < t \leq 50$ mm (e) $t_c \geq t$ e $t > 50$ mm	Se il coprigiunto è più largo della flangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali La lunghezza minima del coprigiunto è 300 mm
56		Coprigiunti di travi e travi composte 7) Zone terminali di coprigiunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima 5 t_c	Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato Se t_c>20 mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del coprigiunto

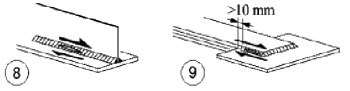
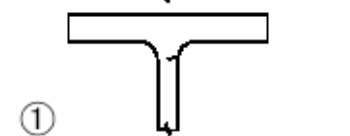
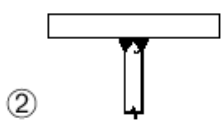
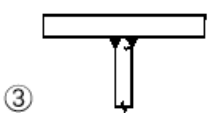
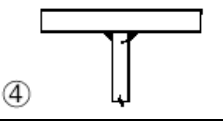
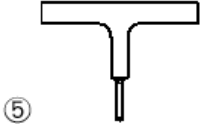
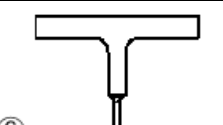
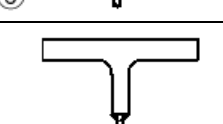
Tabella C4.2.XVI.b - *Connessioni saldate direttamente sollecitate ($\Delta\tau$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra

Tabella C4.2.XVII - *Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponte*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminate ad I o H	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
71	②	2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*	③	3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*	④	4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71	⑤	5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*	⑥	6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*	⑦	7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

C4.2.4.1.4.4 *Curva S-N per connettori a piolo*

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è rappresentata in Figura C4.2.24 ed è caratterizzata dall'assenza di limite di fatica. La pendenza della curva è m = 8 e la classe del particolare per calcestruzzo normale è $\Delta\tau_C = 90$ MPa.

Per calcestruzzi leggeri la classe si riduce, in funzione del limite superiore della densità della classe di appartenenza, ρ, espresso in kg/m³, a

$$\Delta\tau_C = 90\left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \text{MPa} \qquad [C4.2.98]$$

Le tensioni tangenziali devono essere valutate in riferimento alla sezione nominale del connettore.

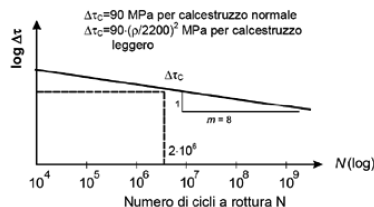



Figura C4.2.24 – *Curva S-N per connettori a piolo*

C4.2.4.1.4.5 *Metodi di verifica*

Nelle verifiche a fatica le tensioni da considerare devono essere coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Di solito, le curve S-N dei dettagli costruttivi riportate nelle normative sono riferite alle *tensioni nominali* e pertanto ad esse si deve generalmente far riferimento. Per dettagli costruttivi particolarmente complessi o innovativi, per i quali si proceda ad uno studio

ad hoc, potrebbe essere necessario riferirsi alle *tensioni di picco*, misurate o determinate con specifici protocolli sperimentali. In questo caso, le tensioni debbono essere calcolate per via teorica o numerica con le stesse modalità adottate sperimentalmente.

Nell'associare al dettaglio in esame la corrispondente curva S-N di resistenza a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici di distensione, sulla base della letteratura consolidata o di adeguata sperimentazione.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni *geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nel caso di verifica a danneggiamento, sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante, $\Delta\sigma_{eq,d}$ (o $\Delta\tau_{eq,d}$), in grado di produrre, nello stesso numero di cicli, $n_{tot} = \sum n_i$, un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale $\Delta\sigma_{E,d}$, in grado di produrre in 2×10^6 cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

Nel caso di variazioni simultanee di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nel caso di variazioni non simultanee del campo di tensioni normali e tangenziali si potranno sommare i danneggiamenti D_σ e D_τ prodotti dai cicli di tensione normale e dai cicli di tensione tangenziale, valutati separatamente con la formula [4.2.57] del § 4.2.4.1.4 delle NTC, controllando che

$$D = D_\sigma + D_\tau \le 1,0 \qquad [C4.2.99]$$

C4.2.4.1.4.6 Influenza dello spessore

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \qquad [C4.2.100]$$

dove il coefficiente riduttivo k_s dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori indicativi sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento UNI EN 1993-1-9.

C4.2.9 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

C4.2.9.6 VERNICIATURA E ZINCATURA

Gli acciai in strutture metalliche devono mantenere nel tempo le loro proprietà meccaniche, preservando la durabilità. Per questo scopo, occorre prevedere una protezione dalla corrosione affidabile negli ambienti di corrosione in cui il manufatto è destinato ad essere installato e a svolgere la sua funzione nel tempo. Secondo la norma UNI EN 1090-1, norma armonizzata per i componenti e kit di componenti strutturali in acciaio, è obbligatorio dichiarare la durabilità nella Dichiarazione delle Prestazioni (DoP) ai fini della marcatura CE. La durabilità, ovvero la conservazione nel tempo delle caratteristiche essenziali e della geometria dei componenti strutturali, è uno dei requisiti richiesti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC. In particolare, le NTC prevedono che gli elementi delle strutture in acciaio devono essere adeguatamente protetti con rivestimenti superficiali, quali la verniciatura e la zincatura.

La protezione dalla corrosione deve garantire la massima durata possibile limitando il più possibile gli interventi di manutenzione, essere sufficientemente resistente alle azioni meccaniche durante le fasi di cantiere, garantire la protezione anche delle superfici interne o comunque non raggiungibili quando la struttura è in opera come ad esempio nel caso di strutture tubolari.

A tal fine può utilmente considerarsi l'effettuazione della zincatura a caldo, conformemente alla norma UNI EN ISO 1461.

C4.2.12 PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE

C4.2.12.1 MATERIALI

Per i profilati di acciaio profilati a freddo e le lamiere grecate, l'acciaio deve essere conforme a quanto previsto al § C11.3.4.11.2.1.

C4.2.12.1.1 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio

Per effetto del processo di formatura a freddo si verifica un innalzamento della tensione di snervamento dell'acciaio che può essere considerato nei calcoli.

Ove il fenomeno non sia valutato sperimentalmente sulla membratura nel suo complesso, il valore della tensione di snervamento media dopo formatura f_{myk} può essere valutata nel modo seguente:

$$f_{myk} = f_{yk} + \frac{\left(f_{tk} - f_{yk}\right) \cdot k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \le 0,5 \cdot \left(f_{tk} + f_{yk}\right) \qquad [C4.2.101]$$

in cui

k=7 per formatura continua con rulli,

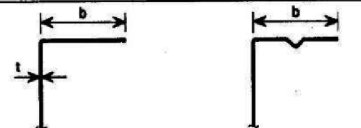
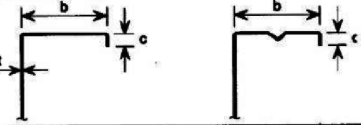
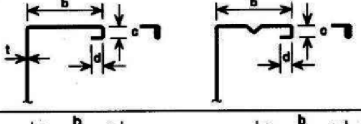
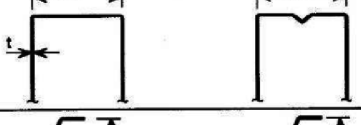
k=5 per gli altri metodi di formatura,

A_g è l'area lorda della sezione trasversale della membratura,

n è il numero di pieghe a 90° con raggio interno r≤5·t (pieghe con angolo diverso da 90° sono tenute in conto con frazioni di n),

t è lo spessore (al netto dei rivestimenti) del piatto o nastro prima della formatura.

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} può essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- verifiche di resistenza di aste tese,
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di aste compresse aventi sezione di classe 1, 2 e 3 (cioè sezioni completamente reagenti),
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di travi inflesse le parti compresse delle quali siano di classe 1, 2 e 3 (cioè parti compresse completamente reagenti).

Il valore medio della tensione di snervamento f_{myk} non deve essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- determinazione dell'area efficace,
- calcolo di membrature che, dopo il processo di formatura a freddo, siano sottoposte ad un trattamento termico di distensione.

C4.2.12.1.2 Valori limite dei rapporti larghezza - spessore

Nella Tabella C4.2.XIX sono riportati i valori limite dei rapporti larghezza – spessore per i quali è applicabile la presente Circolare.

Tabella C4.2.XIX - *Valori limite dei rapporti larghezza-spessore di profili formati a freddo*

Elemento della sezione trasversale	Valore massimo
b, t	b/t<50
b, c, t	b/t≤60 c/t<50
b, c, d, t	b/t≤90 c/t≤60 d/t<50
b, t	b/t≤500
h, φ	45°≤φ≤90° h/t≤500 sin φ

Tali limiti rappresentano il campo dei valori per i quali è disponibile probante esperienza costruttiva e valida sperimentazione.

Inoltre, per garantire sufficiente rigidezza degli irrigidimenti di bordo, devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

$$0,2 \le \frac{c}{b} \le 0,6 \qquad 0,1 \le \frac{d}{b} \le 0,3 \qquad [C4.2.102]$$

C4.2.12.1.3 Inflessione trasversale delle ali

Negli elementi soggetti a flessione le ali molto larghe (sia tese sia compresse) tendono ad incurvarsi in direzione dell'asse neutro (*curling*). Tale fenomeno può essere considerato, in assenza ed in presenza di irrigidimenti (purché non ravvicinati tra loro), nel modo seguente.

Per una trave con asse rettilineo ed in riferimento alla Figura C4.2.25, si ha:

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 \cdot b_s^4}{E^2 \cdot t^2 \cdot z} \qquad [C4.2.103]$$

dove u è la massima inflessione trasversale verso l'asse neutro dell'ala, z è la distanza nominale dell'ala dall'asse neutro, t è lo spessore della membratura, b_s è la metà della distanza tra le anime (per sezioni a cassone o sezioni ad U) o la lunghezza della parte a sbalzo, σ_a è la tensione normale media nelle ali calcolata con riferimento all'area lorda.

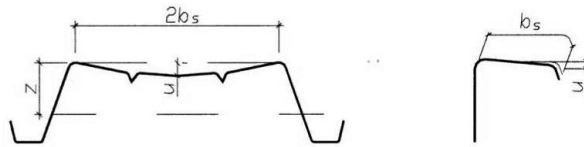



Figura C4.2.25 – *Incurvamento delle piattabande*

Bisogna tener conto di questo fenomeno nel calcolo della resistenza flessionale quando $u \geq 0,05 \cdot h$, essendo h l'altezza della trave.

C4.2.12.1.4 Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali

Nelle membrature formate a freddo e nelle lamiere grecate, al fine della utilizzazione delle Tabelle 4.2.III, IV e V delle NTC per la classificazione delle sezioni, la larghezza b_p degli elementi piani deve essere determinata a partire dai punti medi di raccordo di due lati adiacenti, secondo le indicazioni di Figura C4.2.26.

In Figura C4.2.26 il punto P è il punto medio del raccordo da considerare per determinare la larghezza dell'elemento piano; X è l'intersezione degli assi degli elementi piani.

Il raggio medio di piega del raccordo r_m si determina a partire dal raggio interno di piega $r_m = r + 0,5 \cdot t$, mentre la proiezione g_r del segmento PX sull'asse dell'elemento piano è uguale a

$$g_r = r_m \cdot \left[\tan(\Phi/2) - \sin(\Phi/2) \right] \qquad [C4.2.104]$$

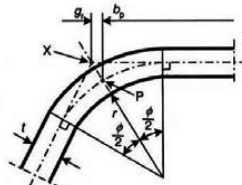



Figura C4.2.26 – *Determinazione del punto X per la valutazione della larghezza di elementi piani*

Alcuni esempi applicativi sono riportati in Figura C4.2.27.

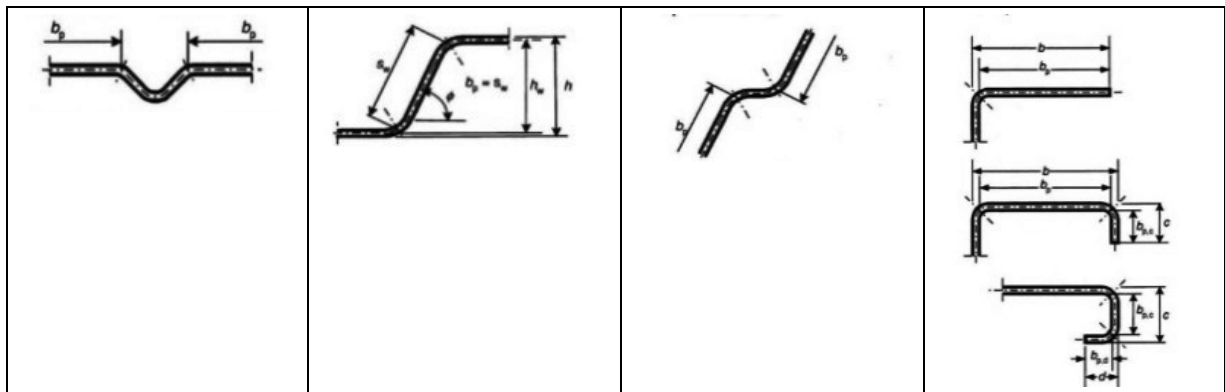



Figura C4.2.27 – *Esempi di determinazione della larghezza b_p*

Nel caso di parti compresse appartenenti alla classi 3 e 4 si possono verificare fenomeni di instabilità locale e distorsione della sezione trasversale che interagiscono tra loro ed insieme alla inflessione trasversale delle aste compresse e/o inflesse. Questi fenomeni possono essere studiati mediante una specifica modellazione matematica. In alternativa si possono applicare i metodi semplificati indicati nel seguito.

Tipo di elemento	Modello	Tipo di elemento	Modello

Figura C4.2.28 -*Modelli statici per diverse tipologie di elementi piani*

I vari tipi di elementi piani possono essere schematizzati con i modelli riportati in Figura C4.2.28.

Le parti piane compresse che, con la definizione di larghezza data sopra, non rispettano le limitazioni per la classe 3 sono soggette a fenomeni di ingobbamento locale i quali si possono considerare con il metodo delle larghezze efficaci per la determinazione delle quali si devono seguire i criteri esposti al § C4.2.4.1.3.4.

Tenendo presenti le larghezze efficaci degli elementi piani compressi si possono determinare le grandezze geometriche efficaci che tengono conto dei fenomeni di instabilità locale e che sono richiamate al § 4.2.4.1 delle NTC, nell'ipotesi che non intervenga la distorsione della sezione trasversale considerata più oltre.

Per discutere i fenomeni di distorsione della sezione trasversale si distinguono:

- elementi piani, con o senza irrigidimenti intermedi, delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo (Figura C4.2.29);
- elementi piani compresi tra due anime con uno o più irrigidimenti intermedi (Figura C4.2.30).

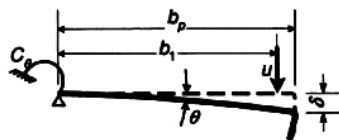



Figura C4.2.29 –*Elementi piani delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo*

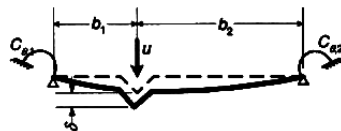



Figura C4.2.30 –*Elementi piani delimitati da due anime con irrigidimenti intermedi*

L'irrigidimento, insieme alla larghezza collaborante che gli compete (Figura C4.2.31) viene studiato come trave compressa su letto elastico alla Winkler. Il letto elastico ha costante elastica dipendente dall'elemento piano e dalle altre parti della sezione della trave alle quali l'elemento è collegato.

Figura C4.2.31 –*Schematizzazione degli irrigidimenti*

In Figura C4.2.32 sono riportati alcuni schemi statici di riferimento per il calcolo della costante k del letto elastico.

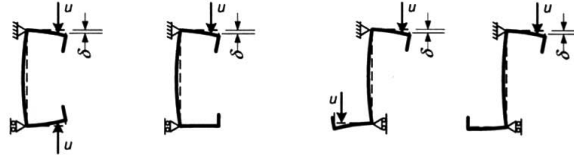



Figura C4.2.32 –*Schemi di calcolo per la determinazione della costante elastica*

Detti A_s l'area efficace dell'irrigidimento con la larghezza collaborante che gli compete e I_s il momento di inerzia dell'irrigidimento con la larghezza collaborante che gli compete, calcolato rispetto al suo asse baricentrico parallelo all'elemento piano collaborante, la tensione critica euleriana dell'irrigidimento compresso su letto elastico $\sigma_{cr,s}$, salvo più precise determinazioni teorico-numeriche, può essere assunta pari a

$$\sigma_{cr,s} = 2 \cdot \frac{\sqrt{k \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \qquad [C4.2.105]$$

La resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso $\sigma_{d,Rd}$ dipende dalla snellezza adimensionale λ_d

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,s}}} \qquad [C4.2.106]$$

tramite il fattore di riduzione χ_d, per cui risulta

$$\sigma_{d,Rd} = \chi_d \left(\lambda_d\right) f_{yk} \qquad [C4.2.107]$$

Essendo

$$\begin{aligned} &\chi_d = 1 && \text{per} \quad \lambda_d < 0,65 \\ &\chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \lambda_d && \text{per} \quad 0,65 \le \lambda_d \le 1,38 \\ &\chi_d = \frac{0,66}{\lambda_d} && \text{per} \quad \lambda_d > 1,38 \end{aligned} \qquad [C4.2.108]$$

Per semplicità ed in prima approssimazione si può assumere l'area ridotta dello irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, pari a $A_{s,rid} = \chi_d \cdot A_s$.

Nel caso $\chi_d< 1$, per migliorare l'approssimazione si può far ricorso ad un processo iterativo che comporta le seguenti fasi:

- nuova definizione della larghezza efficace del pannello piano, riferita alla tensione massima di compressione,

$$\sigma_{com,Ed,I} = \chi_d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.109]$$

- nuova determinazione delle caratteristiche geometriche dell'irrigidimento, A_s e I_s;
- determinazione della nuova tensione critica euleriana $\sigma'_{cr,s}$, della nuova snellezza λ'_d e della nuova resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso

$$\sigma'_{d,Rd} = \chi_d \left(\lambda'_d\right) f_{yk} \qquad [C4.2.110]$$

e così via iterando, fino a convergenza.

Una volta raggiunta la convergenza, l'area ridotta dell'irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, è data da:

$$A_{s,rid} = \frac{\chi_d \cdot f_{yk} \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{com,Ed}} \qquad [C4.2.111]$$

Per la determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale della membratura l'area ridotta dell'irrigidimento $A_{s,rid}$ può essere utilmente rappresentata mediante lo spessore ridotto dello stesso

$$t_{rid} = t \cdot \frac{A_{s,rid}}{A_s} \qquad [C4.2.112]$$

C4.2.12.1.5 Verifiche di resistenza

C4.2.12.1.5.1 Verifiche di resistenza a trazione

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda è:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.113]$$

dove A è l'area lorda della sezione trasversale e f_{myk} è il valore della tensione di snervamento media dopo formatura.

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda $N_{t,Rd}$ è limitata dalla resistenza di calcolo della sezione netta, indebolita dai fori per i collegamenti di estremità $F_{n,Rd}$:

$$N_{t,Rd} \le F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.114]$$

essendo A_{net} l'area netta della sezione trasversale indebolita dai fori per i collegamenti di estremità e f_{tk} la resistenza a rottura dell'acciaio.

C4.2.12.1.5.2 Verifiche di resistenza a compressione

La resistenza di calcolo a compressione centrata della sezione lorda è data da

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.115]$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione traversale è minore dell'area lorda A, e da

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.116]$$

se l'area efficace A_{eff} della sezione traversale è uguale all'area lorda A.

C4.2.12.1.5.3 Verifiche di resistenza a flessione

La resistenza di calcolo a flessione rispetto ad un asse principale di inerzia è:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.117]$$

se il modulo di resistenza della sezione efficace, W_{eff}, è minore di quello dell'area lorda W, e da

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \qquad [C4.2.118]$$

se W_{eff}=W, salvo più favorevoli indicazioni fornite da normative di comprovata validità.

C4.2.12.1.5.4 Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione

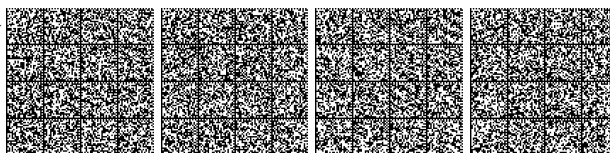
Nel caso di pressoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1 \qquad [C4.2.119]$$

in cui $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ sono gli eventuali momenti flettenti addizionali dovuti allo spostamento del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.

Nella [C4.2.119] si considera il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse; si considera il segno – quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

Nel caso di tensoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1 \qquad [C4.2.120]$$

Si applica il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese; si applica il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di $M_{cy,Rd}$ e di $M_{cz,Rd}$).

C4.2.12.1.5.4.1. Verifiche di resistenza a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di un'anima senza irrigidimenti (Figura C4.2.33) è

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin\,\phi} \qquad [C4.2.121]$$

dove t è lo spessore dell'anima, h_w è l'altezza dell'anima ϕ è l'angolo di inclinazione dell'anima e f_{bv} è la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima, che tiene conto dell'instabilità locale.

La resistenza alle tensioni tangenziali è data da

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w) \qquad [C4.2.122]$$

essendo χ un coefficiente riduttivo, dipendente dalla snellezza adimensionale λ_w dell'anima,

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} \qquad [C4.2.123]$$

dove s_w è la lunghezza dell'anima (Figura C4.2.33).

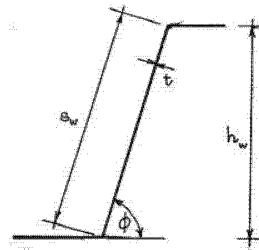



Figura C4.2.33 –*Anime di profili sottili*

In presenza di irrigidimenti agli appoggi, atti ad incassare la reazione vincolare e a prevenire distorsioni dell'anima, si può assumere

$$\chi = 0,58 \quad \text{per} \quad \lambda_w \le 0,83$$
$$\chi = \frac{0,48}{\lambda_w} \quad \text{per} \quad \lambda_w > 0,83 \qquad [C4.2.124]$$

in assenza di tali irrigidimenti si ha, invece,

$$\chi = 0,58 \quad \text{per} \quad \lambda_w \le 0,83$$
$$\chi = \frac{0,48}{\lambda_w} \quad \text{per} \quad 0,83 < \lambda_w < 1,40 \qquad [C4.2.125]$$
$$\chi = \frac{0,67}{\lambda_w^2} \quad \text{per} \quad \lambda_w \ge 1,40$$

Si rimanda a normative di comprovata validità per problemi particolari, quali:

- la resistenza a taglio di anime con irrigidimenti intermedi,
- la resistenza a carichi concentrati (intermedi o di estremità),
- la interazione tra taglio e flessione quando l'azione tagliante di calcolo

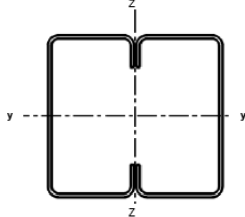
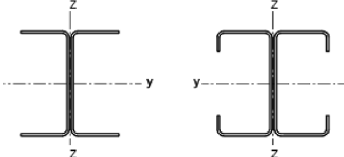
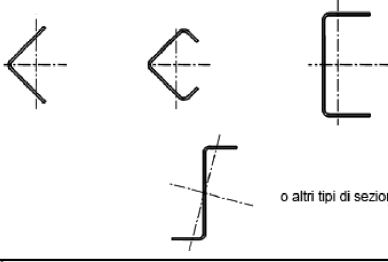
  V_{Ed}>0,5 $V_{b,Rd}$
- la interazione tra carichi concentrati e flessione,

C4.2.12.1.6 Verifiche di stabilità

C4.2.12.1.6.1 Verifiche di stabilità di aste compresse

La resistenza delle aste compresse si valuta con i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 delle NTC adottando le curve di stabilità specificate nella Tabella C4.2.XX.

Si richiama l'attenzione sul fatto che per aste con sezione aperta a simmetria polare (profilati a Z e simili) i carichi critici torsionali possono essere inferiori a quelli flessionali; similmente, per aste con sezione aperta con un solo asse di simmetria i carichi critici flessotorsionali possono essere inferiori a quelli puramente flessionali.

C4.2.12.1.6.2 ***Verifiche di stabilità di aste inflesse***

La verifica di stabilità di una trave inflessa soggetta a fenomeni di instabilità flessotorsionali si effettua con i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 delle NTC adottando la curva di stabilità b.

Tuttavia, quando l'area efficace ha assi principali di inerzia sensibilmente discosti da quelli dell'area lorda, quei criteri non sono applicabili e devono essere effettuate specifiche indagini numeriche.

C4.2.12.1.6.3 ***Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse***

Si tratta di problemi specifici per i quali si rinvia alla normativa di comprovata validità.

Tabella C4.2.XX - *Curve di stabilità per profili sottili compressi*

Tipo di sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva
	qualsiasi qualsiasi	b (se si usa f_{yb}) c (se si usa f_{ya})*
	y-y z-z	a b
	qualsiasi	b
o altri tipi di sezione	qualsiasi	c

*f_{ya} può essere usato soltanto quando $A_{eff}=A_g$

C4.2.12.1.7 Unioni

Nelle unioni dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate si possono impiegare, oltre ai mezzi d'unione classici, bulloni e saldature a cordoni d'angolo, trattati nelle NTC, altri mezzi di collegamento quali viti auto filettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, saldature per punti (a resistenza o per fusione) e bottoni di saldatura.

Poiché nelle unioni che interessano i profilati formati a freddo e le lamiere grecate possono intervenire elementi strutturali aventi spessori inferiori a 4 mm (minimo ammesso nelle NTC per gli elementi delle strutture di acciaio) sono necessari alcuni adattamenti ai piccoli spessori delle indicazioni delle Norme Tecniche anche per l'impiego dei bulloni e delle saldature.

Data la varietà delle soluzioni tecnologiche disponibili per i mezzi di unione quali viti autofilettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, bottoni di saldatura, alcune grandezze della resistenza delle unioni sono basate su attendibili risultati sperimentali, disponibili in letteratura, altre sono invece da determinarsi sperimentalmente (con procedure EOTA) per le applicazioni specifiche.

Simboli adottati nel seguito

t spessore minimo delle membrature interessate nel collegamento

t_1 spessore massimo delle membrature interessate nel collegamento

t^* spessore del materiale base nel quale sono ancorate le viti autofilettanti oppure i bottoni di saldatura

d_0 diametro del foro per il mezzo di collegamento (Figura C4.2.34)

d diametro del mezzo di collegamento (chiodo, vite, ecc.)

d_w diametro della testa della vite di collegamento o diametro della rondella sotto testa o diametro visibile del punto di saldatura (Figura C4.2.35)

d_s diametro efficace del punto o bottone di saldatura,

$$d_s = 0,7 \cdot d_w - 1,5 \cdot \sum t \geq 0,55 \cdot d_w \qquad [C4.2.126]$$

d_p diametro della saldatura del bottone,

s passo della filettatura delle viti autofilettanti o automaschianti.

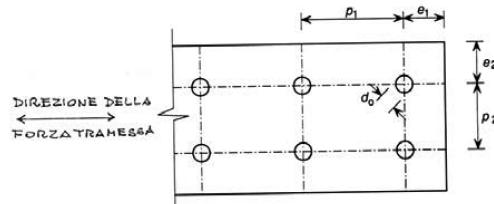



Figura C4.2.34 –*Parametri significativi per i collegamenti*

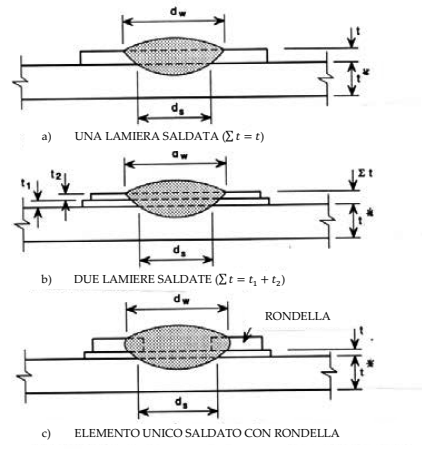



Figura C4.2.35 –*Saldature a bottone*

In Figura C4.2.34 sono indicati gli interassi e le varie distanze che interessano il dimensionamento dei collegamenti; in Figura C4.2.35 sono indicati i diametri dei punti e bottoni di saldatura.

C4.2.12.1.7.1 Chiodi ciechi

C4.2.12.1.7.1.1. Chiodi ciechi soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.127]$$

dove

$$\alpha = 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 \qquad \text{per } t_1 = t$$
$$\alpha = 2,1 \qquad \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \qquad [C4.2.128]$$

nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2,5\ t$) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \qquad [C4.2.129]$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.130]$$

Le formule [C4.2.127], [C4.2.129] e [C4.2.130] per chiodi ciechi sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$1/10" \ (\phi 2{,}6 \text{ mm}) \leq d \leq 1/4" \ (\phi 6{,}4 \text{ mm}) \qquad [C4.2.131]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 1{,}5 \cdot d \ ; \quad p_1 \geq 3 \cdot d \ ; \quad e_2 \geq 1{,}5 \cdot d \ ; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \qquad [C4.2.132]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. dei chiodi ciechi devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (al riguardo potrà farsi utile riferimento a documenti resi disponibili dall'EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.2 Viti autofilettanti e automaschianti

C4.2.12.1.7.2.1. Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.133]$$

dove

$$\alpha = 3{,}6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2{,}1 \qquad \text{per } t_1 = t \text{ oppure per } t_1 \geq 2{,}5 \cdot t \text{ e } t < 1 \text{ mm}$$

$$\alpha = 2{,}1 \qquad \text{per } t_1 \geq 2{,}5 \cdot t \text{ e } t \geq 1 \text{ mm} \qquad [C4.2.134]$$

nei casi intermedi ($t \leq t_1 < 2{,}5$ t) α può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1{,}2 \cdot \gamma_{M2}} \qquad [C4.2.135]$$

essendo e_1 indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.136]$$

C4.2.12.1.7.2.2. Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.137]$$

Questo valore è da ridurre al 50% quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

La resistenza allo spanamento (strappo della filettatura) è data, infine, da

$$F_{0,Rd} = \frac{0{,}45 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad \text{per } t_1 < s$$

$$F_{0,Rd} = \frac{0{,}65 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad \text{per } t_1 \geq s \qquad [C4.2.138]$$

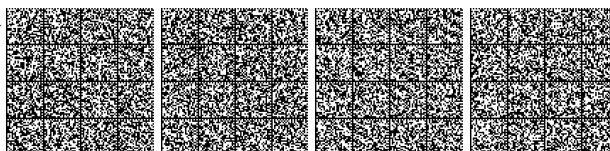
Le formule [C4.2.133], [C4.2.135], [C4.2.136], [C4.2.137] e [C4.2.138] per viti autofilettanti e automaschianti sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3 \text{ mm} \leq d \leq 8 \text{ mm} \qquad [C4.2.139]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 3{,}0 \cdot d \ ; \quad p_1 \geq 3 \cdot d \ ; \quad e_2 \geq 1{,}5 \cdot d \ ; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \qquad [C4.2.140]$$

I collegamenti con viti tese devono soddisfare, inoltre,

$$0{,}5 \text{ mm} \leq t \leq 1{,}5 \text{ mm} \quad \text{e} \quad t_1 \geq 0{,}9 \text{ mm} \qquad [C4.2.141]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. delle viti autofilettanti o auto-maschianti devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.3 Chiodi sparati

C4.2.12.1.7.3.1. Chiodi sparati soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{3,2 \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.142]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.143]$$

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.144]$$

Questo valore è da ridurre al 50% quando questi chiodi sono adottati per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

Le formule [C4.2.142], [C4.2.143] e [C4.2.144] per chiodi sparati sono valide per diametri d compresi nell'intervallo

$$3,7 \text{ mm} \le d \le 6 \text{ mm} \qquad [C4.2.145]$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \ge 4,5 \cdot d \,; \quad p_1 \ge 4,5 \cdot d \,; \quad e_2 \ge 4,5 \cdot d \,; \quad p_2 \ge 4,5 \cdot d$$
$$\text{per } d=3,7 \text{ mm } t^* \ge 4 \text{ mm; per } d=4,5 \text{ mm } t^* \ge 6 \text{ mm; per } d=5,2 \text{ mm } t^* \ge 8 \text{ mm} \qquad [C4.2.146]$$

I collegamenti con chiodi tesi devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \le t \le 1,5 \text{ mm} \quad e \quad t^* \ge 6 \text{ mm} \qquad [C4.2.147]$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, allo sfilamento ecc. dei chiodi sparati devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.1.7.4 Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Per le classi dei bulloni si veda il § 11.3.4.6 delle NTC.

C4.2.12.1.7.4.1. Bulloni soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.148]$$

dove

$$\alpha_b = \min\left[1 \,; \frac{e_1}{3 \cdot d}\right] \quad e \qquad [C4.2.149]$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \quad \text{per } t \le 1,25 \text{ mm} \,; \quad k_t = 1,0 \quad \text{per } t>1,25 \text{ mm.} \qquad [C4.2.150]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.151]$$

in cui, detto r il rapporto tra il numero di bulloni nella sezione netta e il numero totale di bulloni impiegati ed u il minimo tra $2 \cdot e_2$ e p_2, è

$$\beta = 1 + 3 \cdot r \cdot \left(\frac{d_0}{u} - 0,3\right) \le 1 \qquad [C4.2.152]$$

Per il calcolo della resistenza a taglio dei bulloni si applicano le formule [4.2.63] e [4.2.64] di cui al § 4.2.8 delle NTC: con piccoli spessori di serraggio i piani di rescissione interessano sempre la parte filettata della vite.

C4.2.12.1.7.4.2. Bulloni soggetti a trazione

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni si applica la formula [4.2.68] di cui al § 4.2.8 delle Norme Tecniche.

Le formule per i bulloni sono valide per bulloni di dimensione minima M6, per spessori t degli elementi da collegare compresi nell'intervallo 0,75 mm ≤ t ≤ 3 mm, e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq d_0 \;;\quad p_1 \geq 3,0 \cdot d_0 \;;\quad e_2 \geq 1,5 \cdot d_0 \;;\quad p_2 \geq 3,0 \cdot d_0 \qquad [C4.2.153]$$

C4.2.12.1.7.5 Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Vale quanto riportato al § 4.2.8 delle NTC.

C4.2.12.1.7.6 Saldature per punti (a resistenza o per fusione)

C4.2.12.1.7.6.1. Saldature per punti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}} \qquad \text{per } t \leq t_1 \leq 2,5\,t$$

$$F_{b,Rd} = \min\left(\frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}};\frac{0,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s^2}{\gamma_{M2}};\frac{3,1 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}}\right) \qquad \text{per } t_1 > 2,5\,t \qquad [C4.2.154]$$

con t espresso in mm.

La resistenza allo strappamento della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{1,4 \cdot f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.155]$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.156]$$

La resistenza a taglio dei punti è data da

$$F_{v,Rd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.157]$$

Le formule [C4.2.154], [C4.2.155], [C4.2.156], e [C4.2.157] per saldature per punti sono valide per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$2 \cdot d_s \leq e_1 \leq 6 \cdot d_s \;;\quad 3 \cdot d_s \leq p_1 \leq 8 \cdot d_s \;;\quad 1,5 \cdot d_s \leq e_2 \leq 4 \cdot d_s \;;\quad 3 \cdot d_s \leq p_2 \leq 6 \cdot d_s \qquad [C4.2.158]$$

dove d_s= 0,5·t+5 mm per punti di fusione e d_s= $5 \cdot t^{0,5}$, t in mm, per punti a resistenza.

C4.2.12.1.7.7 Bottoni di saldatura

I bottoni di saldatura sono previsti per solo impiego a taglio.

C4.2.12.1.7.7.1. Bottoni di saldatura soggetti a taglio

I bottoni possono essere circolari oppure oblunghi (Figura C4.2.36).

L'applicazione del procedimento è limitata a lamiere aventi spessore totale Σ t ≤ 4 mm.

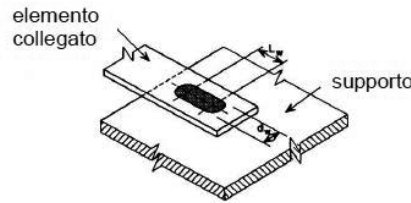



Figura C4.2.36 –*Saldature oblunghe a bottone*

Secondo la direzione della forza trasmessa, la distanza minima tra il centro del bottone ed il bordo libero deve soddisfare la relazione

$$e_1 \geq \frac{2,1 \cdot F_{w,Sd} \cdot \gamma_{M2}}{f_{tk} \cdot t} \qquad [C4.2.159]$$

dove $F_{w,Sd}$ è la resistenza a taglio del bottone, che per i bottoni circolari è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.160]$$

Il diametro effettivamente resistente della saldatura a bottone *ds*,(fig. C4.2.35), viene determinato con la seguente espressione:

$$ds = 0,7dw - 1,5\,\Sigma\, t \qquad [C4.2.161]$$

con la limitazione ds ≥0,55 dw

con dw diametro di saldatura visibile (figg. C4.2.35 e C4.2.36)

con le seguenti limitazioni

$$F_{w,Sd} \le \frac{1,5 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} \qquad \text{per} \quad \frac{d_p}{\sum t} \le 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}};$$

$$F_{w,Sd} \le \frac{27 \cdot f_{tk} \cdot \left(\sum t\right)^2}{\gamma_{M2}} \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} \qquad \text{per} \quad 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} < \frac{d_p}{\sum t} \le 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \qquad [C4.2.162]$$

$$F_{w,Sd} \le \frac{0,9 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} \qquad \text{per} \quad \frac{d_p}{\sum t} > 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}};$$

e che per i bottoni oblunghi è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{\left(0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 + L_w \cdot d_s\right) \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.163]$$

con la limitazione

$$F_{w,Sd} \le \frac{\left(0,5 \cdot L_w + 1,67 \cdot d_p\right) \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} \qquad [C4.2.164]$$

essendo L_W indicato in Figura C4.2.36 e l'effettivo diametro periferico *d*p di una saldatura a bottone si ottiene con le seguenti espressioni:

- per un unione a due piastre di spessore minimo *t*:

$$dp = dw - t \qquad [C4.2.165]$$

- per unione di di piastre multipla con spessore totale Σ*t*:

$$dp = dw - 2\,\Sigma t \qquad [C4.2.166]$$

C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Per le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, la gamma degli acciai da carpenteria normalmente impiegabili è estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460, come nel caso dell'acciaio.

Il calcestruzzo ordinario deve avere classe non inferiore a C20/25 né superiore a C60/75, mentre il calcestruzzo con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m^3, deve avere classe non inferiore a LC20/22 e non superiore a LC55/60. Calcestruzzi di classe di resistenza superiori a C45/55 e LC 40/44, rispettivamente, richiedono comunque uno studio adeguato e specifiche procedure per il controllo di qualità.

Particolare attenzione deve essere posta al sistema di connessione, che determina il comportamento di queste strutture.

La classificazione delle sezioni è analoga a quella delle strutture metalliche, ma è possibile tenere conto del favorevole effetto irrigidente della soletta che può impedire alcuni fenomeni di instabilità locale consentendo una collocazione delle sezioni in classi caratterizzate da maggiore duttilità.

Oltre agli usuali stati limite, devono essere considerati anche lo SLU di resistenza e lo SLE della connessione acciaio-calcestruzzo.

Analogamente a quanto previsto per le strutture metalliche, anche per l'analisi globale delle strutture composte è possibile impiegare, in alternativa il metodo plastico, il metodo elastico con ridistribuzione o il metodo non-lineare.

Per l'ulteriore approfondimento di elementi non trattati o non completamente trattati nelle NTC e nella presente Circolare si può fare utile riferimento a normative di comprovata validità, in particolare agli Eurocodici.

C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Oltre a quanto indicato per le strutture di calcestruzzo armato e per quelle in carpenteria metallica, le NTC richiedono di considerare ulteriori stati limite, ed in particolare:

Stato limite di resistenza della connessione acciaio-calcestruzzo;

Stato limite di esercizio della connessione acciaio-calcestruzzo.

E' inoltre richiesta l'esplicita considerazione delle Fasi Costruttive.

C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

C4.3.2.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

La classificazione di una sezione composta acciaio-calcestruzzo può farsi con riferimento alla sola sezione metallica, adottando quindi come classe quella meno favorevole delle parti metalliche.

In ogni caso, una piattabanda metallica, efficacemente collegata ad una soletta di calcestruzzo mediante connettori soddisfacenti alle condizioni date nel § 4.3.4.1 delle NTC, può essere classificata in classe 1.

Una piattabanda metallica di una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo può essere classificata in accordo con la Tabella C4.3.I. In una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo, il calcestruzzo che circonda l'anima dovrebbe essere efficacemente collegato alla sezione metallica e dovrebbe impedire l'instabilità dell'anima o della piattabanda compressa verso l'anima.

Tabella C4.3.I - *Classificazione di piattabande compresse in profilati o in sezioni saldate parzialmente rivestiti*

Classe	Limite
Classe 1:	$\frac{c}{t} \le 9\,\varepsilon$
Classe 2:	$9\,\varepsilon < \frac{c}{t} \le 14\,\varepsilon$
Classe 3:	$14\,\varepsilon < \frac{c}{t} \le 20\,\varepsilon$
Classe 4:	$\frac{c}{t} > 20\,\varepsilon$

C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

C4.3.4.2 RESISTENZA DELLE SEZIONI

Il momento resistente, $M_{pl,Rd}$ di una sezione composta di classe 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione, come indicato in Figura C4.3.1, e considerando nullo il contributo del calcestruzzo teso.

L'armatura longitudinale in soletta si ipotizza plasticizzata, sia in trazione sia in compressione, così come l'acciaio strutturale. A momento positivo, la parte compressa della sezione efficace della soletta di calcestruzzo si considera uniformemente compressa con tensione di compressione pari 0,85 f_{cd}, e la risultante di compressione è detta N_{cf}.

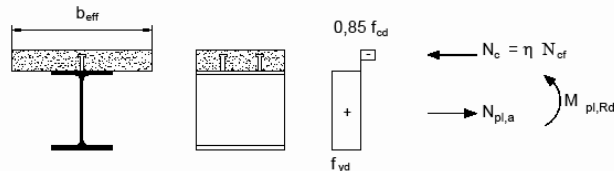



Figura C4.3.1 - *Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente positivo*

Si definisce, in questo paragrafo, grado di connessione il rapporto N_c/N_{cf} tra il massimo sforzo trasmissibile dalla connessione N_c e la risultante delle compressioni in soletta $N_{cf.}$

In via approssimata tale rapporto si può assumere pari al grado di connessioneη definito al § 4.3.4.3 delle NTC come il rapporto tra il numero effettivo di connettori a taglio presenti e il numero di connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta.

Nel caso di connessione a pieno ripristino si ha N_c=N_{cf}.

La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata ed in caso di momento negativo la connessione a taglio in genere è sufficiente a trasferire la risultante di trazione delle barre d'armatura in soletta, calcolata ipotizzando le barre d'armatura completamente snervate e soggette ad una tensione f_{sd}(vedi Figura C4.3.2).

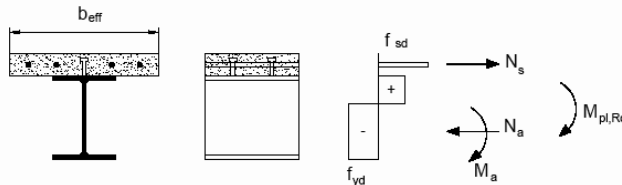



Figura C4.3.2 - *Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente negativo*

Quando la connessione a taglio è a parziale ripristino di resistenza (N_c/N_{cf}<1) e realizzata con connettori "duttili", il momento resistente, M_{Rd}, è calcolato utilizzando il metodo rigido-plastico ed il valore ridotto della risultante delle compressioni in soletta, N_c. In particolare, può assumersi una relazione lineare tra il grado di connessione η ed il momento resistente ottenibile, vedi Figura C4.3.3, rappresentata dalla formula

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}\right) \cdot \eta \qquad [C4.3.1]$$

dove $M_{pl,a,Rd}$ è il momento plastico della sola sezione di acciaio.

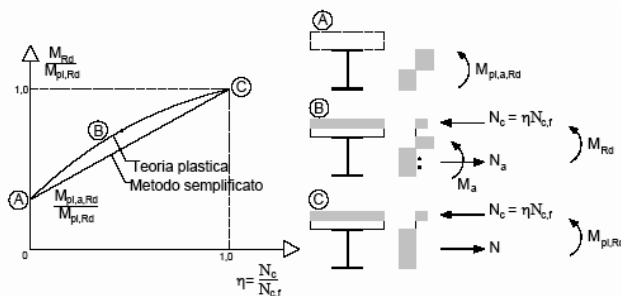



Figura C4.3.3 - *Relazione tra il momento resistente della trave e il grado di connessione per connettori a taglio duttili*

C4.3.4.3 SISTEMI DI CONNESSIONE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Nelle NTC, in linea con la UNI EN 1994 e con le CNR 10016/2000, per le travi con soletta collaborante, sono considerate sia connessioni “complete” a taglio, sia connessioni “parziali” a taglio.

Nel seguito viene più dettagliatamente illustrato il concetto di connessione a taglio (“completa” o “parziale”) e vengono illustrate le limitazioni applicative.

Si ha una connessione a taglio “completa” quando i connettori, nel loro insieme, sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale. Ad esempio, la capacità portante limite della trave di acciaio con soletta collaborante rappresentata in Figura C4.3.4, semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, nel caso di connessione a taglio “completa” lungo la sezione III si raggiunge quando nella sezione II si stabilisce la distribuzione di tensioni normali che corrisponde al momento plastico.

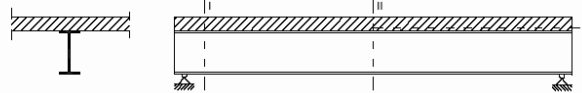



Figura C4.3.4 – *Trave d’acciaio con soletta collaborante*

Nel caso di connessione “completa” a taglio, pertanto, un eventuale incremento del numero dei connettori a taglio nella sezione III non si tradurrebbe in aumento della capacità portante, essendo determinante la resistenza flessionale.

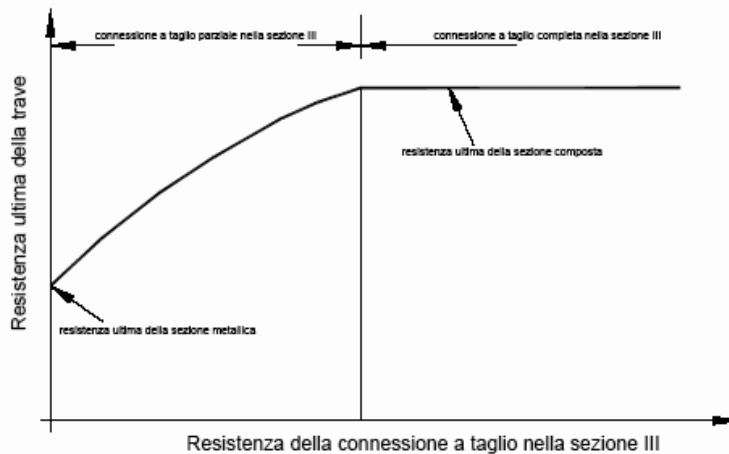



Figura C4.3.5 – *Legame tra resistenza della trave e resistenza della connessione*

Per contro, disponendo connettori in minor numero si avrà una capacità portante ridotta, che dipende dalla numerosità dei connettori disposti nella sezione III, perché si riduce la risultante delle tensioni normali (di trazione e compressione) e quindi il momento limite nella sezione II: in questo caso si parla di connessione “parziale” a taglio.

In Figura C4.3.5 è schematizzato quanto sopra esposto: in ascisse è riportata la resistenza della connessione a taglio nella sezione III, in ordinate la capacità portante ultima della trave composta.

Al limite, quando mancassero del tutto i connettori, la resistenza della soletta può essere trascurata rispetto a quella della trave di acciaio.

L’applicazione della connessione “parziale” a taglio ha interesse per le travi composte acciaio-calcestruzzo nelle quali non è necessario sfruttare a fondo la collaborazione tra i due materiali per ottenere la resistenza richiesta.

Questo concetto si applica alle travi composte quando, ad esempio, le solette vengono gettate su casseri non puntellati, ma sostenuti direttamente dalle travi di acciaio. Le sezioni di acciaio devono essere dimensionate per sostenere il peso del getto cosicché, dopo l’indurimento del calcestruzzo, la connessione “completa” può portare a travi composte più prestazionali del richiesto.

Un altro caso in cui questo concetto si applica è quello in cui la progettazione delle travi composte è governata dalle limitazioni di deformabilità negli stati limite di esercizio; in tal caso, infatti, la resistenza ultima della sezione che ne consegue risulta sovrabbondante.

Situazione analoga si ha quando, per ragioni tecniche o economiche, il progettista è portato a preferire una sezione maggiore delle travi metalliche e un numero minore di connettori, piuttosto che travi con sezione di acciaio ridotta e maggior numero di connettori, come potrebbe accadere quando la soletta à gettata su una lamiera grecata, che limita posizione e numero dei connettori a causa della posizione e larghezza delle onde.

C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

C4.3.4.3.1.1 Disposizioni e limitazioni

Le regole di progetto contenute nel § 4.3.4 delle NTC per la verifica delle travi composte acciaio-calcestruzzo riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorquando si applichi il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave. Nelle NTC (§ 4.3.4.3.1.1) sono indicate le condizioni che si devono verificare per assumere l'ipotesi di connettori duttili.

La spaziatura massima tra i connettori deve essere pari a $s_{MAX} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ per le travi collaboranti con solette piene o solette gettate su lamiere con greche parallele all'asse della trave; $s_{MAX} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$ nel caso in cui le greche della lamiera siano ortogonali all'asse della trave, dove con t_f si è indicato lo spessore della piattabanda del profilo e con f_{yk} la tensione di snervamento della piattabanda del profilo. In ogni caso la spaziatura massima deve essere inferiore ad 800 mm. La spaziatura minima dei connettori a pioli deve essere non minore di 5 volte il diametro del gambo del connettore. In direzione ortogonale alla forza di scorrimento l'interasse dei pioli non deve essere inferiore a 2,5 volte il diametro del gambo per le solette di calcestruzzo piene ed a 4 volte il diametro del gambo per tutti gli altri tipi di soletta.

I connettori possono essere disposti uniformemente tra i punti di momento massimo e minimo della trave solo nel caso di sezioni di classe 1 e classe 2 e se il fattore di connessione η rispetta le limitazioni indicate. Se l'azione composta della connessione è tale da definire una sezione con un momento plastico resistente maggiore di 2,5 volte quello della sola sezione di acciaio è necessario eseguire verifiche supplementari nelle sezioni intermedie tra quelle di massimo e minimo momento perché in tale caso il sistema di connessione potrebbe avere un comportamento non duttile.

C4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori (a sollecitazioni combinate)

Quando i connettori a taglio disposti sul profilo di acciaio sono simultaneamente considerati efficaci per due elementi ortogonali, come ad esempio nel caso di una trave composta longitudinale e di una soletta composta, si deve considerare la combinazione delle forze di connessione provenienti dai due elementi strutturali e la verifica di resistenza del connettore può essere eseguita con la formula

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1,0 \qquad \text{[C4.3.2]}$$

dove F_l è l'azione longitudinale di progetto derivante dall'elemento principale, mentre F_t è la forza di progetto trasversale derivante dall'elemento secondario e $P_{l,Rd}$ e $P_{t,Rd}$ sono le resistenze a taglio del singolo connettore in direzione longitudinale e trasversale. La resistenza del connettore nelle due direzioni può assumere valori differenti a causa del diverso grado di ricoprimento offerto dal calcestruzzo al connettore a piolo nelle due direzioni (longitudinale e trasversale).

C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da

$$V_{ld} = F_{cf} = \min\left\{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85\frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s}\right\} \qquad \text{[C4.3.3]}$$

dove A_a, A_c ed A_{se} sono le aree, rispettivamente, del profilo di acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (appoggio intermedio e campata) è pari a

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min\left\{\frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85\frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s}\right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \qquad \text{[C4.3.4]}$$

dove A_{ap} è l'area della lamiera grecata, da considerarsi solo se è dimostrata la sua efficacia, f_{yp} la sua tensione di snervamento e A_s e f_{sk} sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere nelle sezioni critiche i momenti resistenti calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso, la forza di scorrimento agente tra la sezione di estremità della trave e la sezione a momento flettente massimo si assume pari a

$$V_{ld} = F_c = \eta \times F_{cf} = \frac{M_{Rd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} \times F_{cf} \qquad [C4.3.5]$$

mentre la forza di scorrimento tra la sezione a massimo momento flettente positivo e la sezione a minimo momento flettente negativo è pari a

$$V_{ld} = F_c + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \qquad [C4.3.6]$$

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60% della resistenza di progetto.

C4.3.4.3.5 Armatura trasversale

La disposizione dell'armatura trasversale in soletta secondo le tipologie mostrate nelle Figure 4.3.5a, 4.3.5b e 4.3.5c delle NTC è necessaria per l'eliminazione di possibili rotture fragili nel calcestruzzo a causa degli elevati sforzi di taglio che si concentrano in prossimità della connessione piolata. Le superfici interessate dai maggiori sforzi di taglio sono differenti in relazione alla tipologia di soletta considerata nel progetto della trave composta e comunque l'armatura trasversale deve essere disposta in modo tale da rinforzare e cucire tali superfici di scorrimento potenziali.

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche, ν_{Ed}, è determinata, sulla base delle ipotesi di calcolo seguite per la definizione del momento resistente plastico della sezione, dalla forza di compressione massima sviluppata in soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza si ricava, vedi Figura C4.3.6, dalla formula

$$\nu_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f} \qquad [C4.3.7]$$

dove h_f è lo spessore della piattabanda di calcestruzzo e Δx la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo.

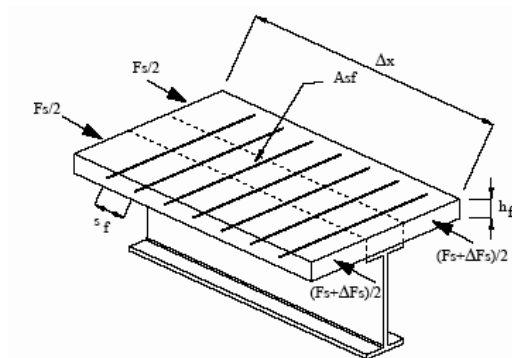



Figura C4.3.6.*Distribuzione della sollecitazione di taglio longitudinale nella piattabanda di calcestruzzo*

L'area dell'armatura minima necessaria all'assorbimento della sollecitazione ν_{Ed} è data da

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq \nu_{Ed} \cdot h_f \qquad [C4.3.8]$$

dove A_{sf} è l'area della singola barra d'armatura disposta ad un interasse s_f. Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che

$$\nu_{Ed} \leq 0,3\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad [C4.3.9]$$

Se le tensioni ν_{Ed} sono inferiori a $0,4 f_{ctd}$, dove f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo, non è necessario disporre apposita armatura trasversale.

C4.3.4.3.6 Instabilità flesso-torsionale delle travi composte

Nel caso in cui la soletta di calcestruzzo collaborante sia garantita nei riguardi dell'instabilità laterale, è possibile assumere che la piattabanda superiore del profilo d'acciaio connesso a taglio alla soletta sia stabile lateralmente. In tutti gli altri casi è necessario verificare la sicurezza delle ali dei profili nei riguardi della stabilità.

In generale è possibile verificare l'instabilità flesso-torsionale dei profili di acciaio trascurando il ritegno torsionale costituito dalla soletta di calcestruzzo ed utilizzando le formule ed i metodi proposti nel § C.4.2 e nelle NTC.

In alternativa è possibile considerare il contributo alla stabilità laterale fornito dalla soletta. Il momento resistente di progetto nei confronti dell'instabilità flesso-torsionale è pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \qquad [C4.3.10]$$

dove χ_{LT} è il fattore riduttivo della resistenza flessionale M_{Rd} espresso, tramite la formula 4.2.51 delle NTC, in funzione della snellezza relativa λ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \qquad [C4.3.11]$$

dove M_{Rk} è il momento resistente della sezione composta, calcolato utilizzando i valori caratteristici delle resistenze, e M_{cr} è il momento critico corrispondente all'instabilità flesso-torsionale, calcolato per la trave di maggior luce e con il maggiore momento sollecitante negativo.

Se sono verificate le seguenti ipotesi:

a. la flangia superiore del profilo è connessa alla soletta;
b. la soletta è composta e fissata su due profili contigui a formare una sezione ad "U invertita" (v. Figura C4.3.7);
c. in ogni punto di appoggio l'elemento di acciaio ha la flangia inferiore bloccata lateralmente e l'anima irrigidita,

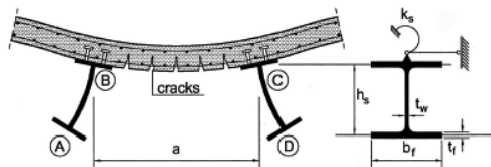



Figura C4.3.7 -*Telaio ad U invertita: A-B-C-D*

il contributo stabilizzante da considerare nel calcolo di M_{cr} si può valutare definendo la rigidezza rotazionale k_S per unità di lunghezza della soletta d'impalcato come:

$$k_S = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \qquad [C4.3.12]$$

dove k_1, rigidezza flessionale in fase fessurata della soletta di calcestruzzo o composta ed in direzione trasversale ai profili d'acciaio, è definita come $k_1 = \alpha(EJ)_2 / a$, in cui α=2 per le travi esterne ed α=3 per le travi interne (per un telaio con più di 4 travi α=4 per le travi più interne) e a è la distanza tra due profili consecutivi; $(EJ)_2$ è il modulo di rigidezza fessurato per unità di larghezza della soletta; k_2 è la rigidezza flessionale dell'anima del profilo d'acciaio, che vale

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1-\nu^2) \cdot h_S} \qquad [C4.3.13]$$

dove ν è il coefficiente di Poisson, h_S è l'altezza del profilo di acciaio e t_w è lo spessore dell'anima.

Se la trave composta è continua su più appoggi o fa parte di un telaio a più campate ed è di classe 1, 2 o 3 la sezione può essere progettata senza un sistema di stabilizzazione laterale se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

(a) le luci di campate adiacenti non differiscono tra loro di più del 20% (15% nel caso di una campata esterna a sbalzo e della campata adiacente);
(b) il carico su ogni campata è uniformemente distribuito ed i carichi permanenti costituiscono più del 40% dei carichi di progetto;
(c) la piattabanda superiore è collegata alla soletta;
(d) la soletta è connessa ad un altro profilo di acciaio che la supporta e che è parallelo alla trave composta considerata;
(e) se la soletta è composta, questa connette due profili di acciaio a formare un telaio ad "U invertita";
(f) in ogni punto di appoggio l'elemento di acciaio ha la piattabanda inferiore lateralmente bloccata e l'anima irrigidita;
(g) se la sezione di acciaio non è rivestita di calcestruzzo, rispetta i limiti imposti, sull'altezza della sezione, nella Tabella C4.3.II;

(h) se l'elemento della sezione è parzialmente rivestito di calcestruzzo, l'altezza h della sua sezione di acciaio non eccede l'altezza fornita in Tabella C4.3.II di più di 200 mm, per le classi d'acciaio S235, S275 ed S355, e di più di 150 mm, per le classi S420 ed S460.

Tabella C4.3.II -*Altezza massima in mm dell'elemento di acciaio non rivestito*

Elemento di acciaio	Grado nominale dell'acciaio			
	S235	S275	S355	S420 e S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

C4.3.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SOLETTE COMPOSTE)

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali di una soletta composta realizzata con una soletta armata di calcestruzzo gettata su una lamiera grecata collaborante può essere determinata con la teoria plastica, in accordo a quanto esposto in § 4.3.4.2.1.2 delle NTC ed in § C4.3.4.2, se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- sussiste la piena interazione tra lamiera e calcestruzzo;
- la sezione efficace della lamiera è valutata al netto di bugnature o dentelli;
- la lamiera nelle zone soggette a momento negativo è considerata attiva solo se continua sul profilo di acciaio;
- la stabilità delle parti compresse della lamiera è assicurata.

In tal caso si assume per il calcestruzzo un modello stress-block con tensione massima 0,85 f_{ck}/γ_c mentre le tensioni normali nella lamiera e nelle barre d'armatura sono assunte pari al limite plastico; vedi Figure C4.3.8 (a) e C4.3.8 (b).

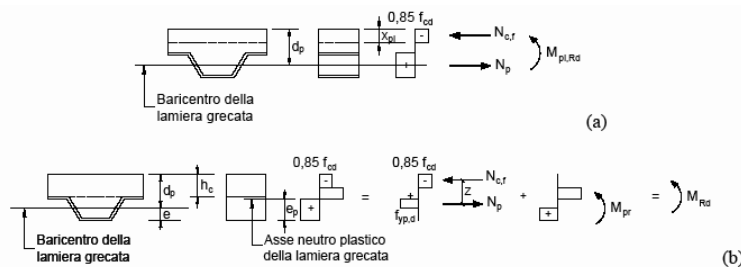



Figura C4.3.8 - *Distribuzione plastica delle tension: (a) asse neutro nel calcestruzzo sopra la lamiera; (b) asse neutro che taglia la lamiera grecata*

La resistenza allo scorrimento tra lamiera grecata e soletta deve essere verificata nelle zone in cui sono localizzate le massime sollecitazioni di taglio, in generale le sezioni prossime agli appoggi, poiché in caso di connessione parziale tra i due elementi non è possibile sviluppare il momento resistente plastico così come al § 4.3.6.2 delle NTC. A tal riguardo, è possibile definire una relazione lineare che rappresenta l'interazione parziale tra la lamiera grecata ed il calcestruzzo, basata sulla resistenza allo scorrimento offerta dalla lamiera, $\tau_{u,Rd}$, che consente di ricavare il momento resistente massimo ottenibile prima del raggiungimento della crisi per flessione (vedi Figura C4.3.9). Tale relazione, basandosi sulla capacità $\tau_{u,Rd}$ della lamiera grecata, dipende dal tipo di lamiera utilizzata.

Altre tipologie di connessione e differenti condizioni di carico definiscono differenti diagrammi di interazione parziale, come presentato in § 7.4.3 della CNR10016.

Metodi per il calcolo della resistenza allo scorrimento di sistemi di connessione a pioli, illustrati nella Figura 4.3.4(a,b) delle NTC, sono basati sulle resistenze fornite nel § 4.3.4.3.1 delle NTC; ulteriori informazioni e metodi per il calcolo sono riportati in § 9.7.3, § 9.7.4 della UNI EN 1994-1-1:2005.

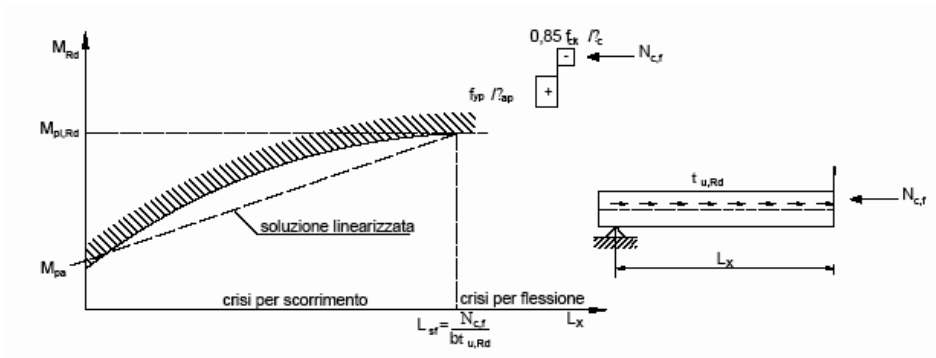
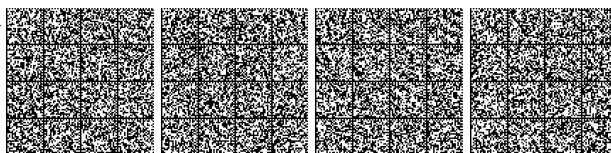



Figura C4.3.9 - *Diagramma di interazione parziale calcestruzzo lamiera*

C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti, purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento anche a quanto previsto nel § 8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulti opportuno il mantenimento dei materiali originali e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

C4.4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza.

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ecc.) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione secondo quanto indicato nel § 11.7 delle NTC.

Una delle principali caratteristiche fisiche che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante. La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche che sono influenzate dall'umidità del materiale e dalle sue variazioni.

Per quanto riguarda la durabilità, dovrà essere tenuta in considerazione la sensibilità del legno al biodegrado, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidezza dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle condizioni ambientali definite al § 4.4.5 delle NTC e C.4.4.5.

Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; tuttavia, qualora sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere tenuto in conto mediante una analisi lineare con ridistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari.

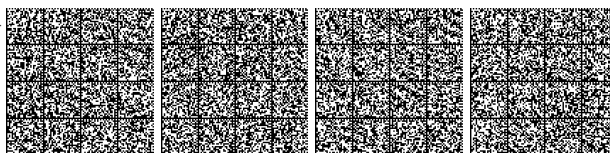
I collegamenti generalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidezza flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come cerniere. Qualora la rigidezza flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità.

Le analisi dovranno tener conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno, con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine di cui al § 4.4.7 delle NTC.

I coefficienti di dilatazione termica riportati in Tab. 3.5.III del § 3.5.7 delle NTC si riferiscono al materiale legno in condizioni ideali anidre. Nelle condizioni reali di umidità (classi di servizio 1, 2, 3), tali valori dovranno essere valutati adeguatamente, tenendo presente che per gli elementi strutturali di legno o materiali derivati dal legno, le variazioni dimensionali per effetto termico sono generalmente trascurabili. Deve essere sempre considerato l'effetto del ritiro e/o rigonfiamento del legno causato dalle variazioni della sua umidità. Nel caso di strutture miste o composte con legno e altri materiali non derivati dal legno, l'interazione tra i due materiali dovrà essere esplicitamente verificata.

C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati con riferimento a quanto previsto per le altre costruzioni nei § 2, § 3 e § 5 delle NTC.

È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Il comportamento reologico del materiale ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformabilità degli elementi di legno. È quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale secondo quanto previsto nei § 4.4.4, § 4.4.6 e § 4.4.7 delle NTC.

Il carico provocato dalla neve, valutato secondo il § 3.4 delle NTC per uno specifico sito ad una certa altitudine di riferimento a_s, deve essere considerato almeno di media durata per altitudini a_s superiori a 1000 m; per altitudini inferiori la classe di durata dovrà essere scelta in funzione delle caratteristiche del sito, e comunque almeno di breve durata.

C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

Per tener conto dell'influenza della variazione di umidità del materiale sulle sue caratteristiche di resistenza e sul suo comportamento reologico, si definiscono le tre classi di servizio indicate.

In prima approssimazione, si propone il seguente criterio di assegnazione:

- classe di servizio 1: elementi in ambiente chiuso e riscaldato;
- classe di servizio 2: elementi in ambiente interno non riscaldato, elementi in ambiente esterno protetti dall'esposizione diretta agli agenti atmosferici;
- classe di servizio 3: elementi in ambiente esterno esposti direttamente agli agenti atmosferici.

Elementi posti in ambienti particolarmente umidi, ivi compresi ambienti interni quali piscine, palaghiacci, depuratori e simili, saranno di regola assegnati alla classe di servizio 3. Scelte diverse da quelle sopra proposte dovranno essere giustificate da adeguati dati previsionali relativi alle condizioni termo-igrometriche previste in opera durante l'intero intervallo di vita della struttura.

C4.4.6 RESISTENZA DI PROGETTO

Nella Tab. 4.4.III delle NTC sono forniti i valori del coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale. I valori appartenenti alla colonna A possono essere sempre adottati; i valori riportati nella colonna B possono essere adottati purché i materiali utilizzati siano prodotti secondo un sistema di qualità e quindi siano certificati secondo la lettera A) o C) (ETA) di cui al § 11.1 delle NTC.

C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea u_{inst} sia la deformazione finale u_{fin}.

La deformazione istantanea, u_{inst}, deve essere calcolata sotto la combinazione caratteristica (o rara) di azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC, utilizzando il valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale per le membrature, ed il valore istantaneo del modulo di scorrimento (K_{ser}) per le unioni.

In generale la deformazione finale u_{fin} provocata dal generico carico può essere valutata come segue:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{dif} \qquad [C4.4.1]$$

dove:

- u_{fin} è la deformazione finale data dalla somma della deformazione istantanea e della deformazione differita;
- u_{inst} è la deformazione istantanea;
- u_{dif} è la deformazione differita.

La freccia netta, u_{net}, per un elemento inflesso, riferita alla corda congiungente i punti della trave in corrispondenza degli appoggi, è data da:

$$u_{net} = u_1 + u_2 - u_0 \qquad [C4.4.2]$$

dove:

- u_0 è la controfreccia iniziale (qualora presente);
- u_1 è la freccia dovuta ai soli carichi permanenti;
- u_2 è la freccia dovuta ai soli carichi variabili.

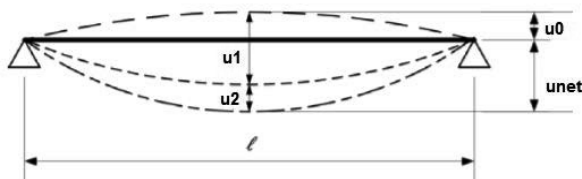



Figura C4.4.1 – *Deformazione per un elemento inflesso*

Nel caso di strutture costituite da elementi o componenti aventi lo stesso comportamento viscoelastico, in via semplificata, la deformazione totale finale $u_{tot,fin}$ relativa ad una certa condizione di carico, si può quindi valutare come segue:

$$u_{tot,fin} = u_{1,inst}\,(1+k_{def}) + u_{21,inst}\,(1+\psi_{21}k_{def}) + \Sigma(i=2\ldots n)\,[u_{2i,inst}\,(\psi_{0i} + \psi_{2i}k_{def})] \qquad [C4.4.3]$$

dove:

- $u_{1,inst}$: è la deformazione istantanea del carico permanente;
- $u_{21,inst}$: è la deformazione istantanea del carico variabile prevalente;
- $u_{2i,inst}$: è la deformazione istantanea dell'i-esimo carico variabile della combinazione considerata.

I valori delle deformazioni totali finali, calcolate mediante le formulazioni precedenti, richiedono una più accurata valutazione nel caso di impalcati sottoposti in esercizio a un carico permanente tale di indurre tensioni massime da flessione indicativamente superiori al 30% del corrispondente valore caratteristico di resistenza.

In aggiunta alla verifica di freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara riportata nel § 4.4.7 delle NTC, si consiglia, per la medesima combinazione di carico, di limitare opportunamente anche la freccia istantanea totale, derivante cioè dai carichi permanenti e dai carichi variabili, in particolare nel caso degli impalcati che sopportano elementi portati fragili, quali tramezzature in laterizio, pavimentazioni ceramiche ecc.

Lo scorrimento delle unioni può essere determinato mediante prove sperimentali eseguite nel rispetto dei pertinenti documenti di comprovata validità o può essere calcolato, in funzione delle caratteristiche dei materiali e del tipo di unione, con riferimento a normative di comprovata validità.

Per il calcolo della deformazione istantanea delle membrature si fa riferimento al valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale; per le deformazioni istantanee delle unioni si fa riferimento al valore istantaneo del modulo di scorrimento.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+ k_{def})$ per le membrature e utilizzando un valore ridotto con lo stesso fattore del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Si dovrà verificare che le azioni previste sulla struttura non producano vibrazioni che ne possano compromettere la normale utilizzazione o comunque ridurre il comfort degli utenti.

Si raccomanda che gli effetti provocati sui solai da vibrazioni e urti indotti dal calpestio siano limitati, in modo da garantire un accettabile livello di comfort per gli utilizzatori. Per solai aventi una frequenza fondamentale maggiore o uguale a 8 Hz, le verifiche devono essere effettuate limitando il valore massimo di freccia verticale indotto da un carico concentrato F agente su qualsiasi punto del solaio, nonché limitando il valore di velocità iniziale derivante da un carico impulsivo agente nel punto del solaio che fornisce la massima risposta. A tal proposito è possibile fare riferimento a quanto proposto all'interno della UNI EN 1995-1-1. Nel caso in cui la frequenza fondamentale del solaio risulti inferiore a 8 Hz, si raccomanda, al fine di scongiurare possibili fenomeni di amplificazione, di limitare opportunamente la massima accelerazione verticale indotta da un carico dinamico rappresentativo del fenomeno di calpestio lungo il solaio, anche facendo utile riferimento a documenti di comprovata validità.

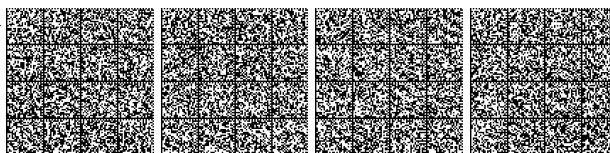
Nel calcolo dei parametri necessari alle verifiche sopra riportate, si raccomanda di tenere in conto la collaborazione laterale dipendente dalla rigidezza trasversale del solaio. Si suggerisce inoltre di adottare un valore di massa del solaio corrispondente alla combinazione di carico quasi-permanente.

Nel caso si ritenga opportuno svolgere analisi più dettagliate si può far riferimento ai metodi di verifica proposti all'interno di normative di comprovata validità.

C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

C4.4.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

C4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Nel caso di giunzioni di elementi lignei mediante coprigiunti è possibile computare in maniera semplificata l'azione flettente nel coprigiunto indotta dall'eccentricità della trazione parallela alla fibratura, riducendo al 60% la resistenza a trazione nel medesimo

coprigiunto. È possibile trascurare queste azioni di flessione qualora si prevedano idonei dispositivi di contenimento atti a prevenire eventuali aperture del giunto, che generalmente non si considerano partecipanti alla trasmissione dell'azione di trazione nel coprigiunto salvo valutazioni più accurate (si veda il § C4.4.9).

C4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nel caso di elementi soggetti a trazione trasversale alla fibratura, quali travi a doppia rastremazione, travi centinate ecc., particolare attenzione dovrà essere posta nei casi in cui tali elementi risultino parzialmente o totalmente esposti alla pioggia o alla radiazione solare, a causa della possibilità di innesco di lesioni che possono compromettere la capacità di resistenza. In tali casi si deve valutare la opportunità di introdurre appropriati elementi di contenimento trasversale.

C4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Nella determinazione della resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura è ammesso assumere un valore incrementato rispetto al valore caratteristico, facendo utile riferimento a documenti di comprovata validità.

C4.4.8.1.9 Taglio

Le fessurazioni, che possono instaurarsi anche in tempi successivi alla messa in opera, determinano una riduzione della larghezza della trave che si ripercuote sullo stato tensionale. Pertanto, ai fini del calcolo della tensione massima di taglio τ_d dovrà essere presa in considerazione una larghezza di trave ridotta secondo il fattore k_{cr} che assume i valori seguenti:

- $k_{cr} = 2{,}0/f_{v,k}$ per legno massiccio;
- $k_{cr} = 2.5/f_{v,k}$ per legno lamellare;
- $k_{cr} = 1.0$ per gli altri prodotti a base legno secondo le UNI EN 13986 e UNI EN 14374;

essendo $f_{v,k}$ il valore della resistenza caratteristica a taglio dell'elemento considerato (in MPa).

In assenza di certificazioni, la resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rollingshear) si può approssimativamente assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione ortogonale. In presenza di valori di resistenza certificati si dovrà fare riferimento ai valori caratteristici riportati nelle certificazioni di prodotto (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica).

Nel caso di pannelli di tavole incollate a strati incrociati, nella verifica a taglio delle tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante si dovrà fare riferimento al valore della resistenza a taglio $f_{v,d}$ mentre nella verifica a taglio delle tavole disposte ortogonalmente alla direzione dell'azione sollecitante si dovrà fare riferimento al valore della resistenza a taglio per rotolamento delle fibre $f_{R,d}$.

C4.4.8.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

C4.4.9 COLLEGAMENTI

I collegamenti di carpenteria sono quelli tipici delle tradizionali costruzioni storiche, realizzati per lavorazione delle superfici di contatto. Di regola sono in grado di trasmettere solamente sforzi di compressione per contatto, e quindi in grado di esplicare unicamente la funzione di vincoli monolateri, a meno che non vengano opportunamente integrati con altre tipologie di unioni.

Particolare attenzione dovrà essere posta nei confronti dei collegamenti di carpenteria detti a "coda di rondine", a causa del comportamento igroscopico del legno nonché della elevata precisione richiesta per l'accoppiamento degli elementi. Resistenza e deformabilità di tali collegamenti devono essere attentamente valutate, tenendo in debito conto gli angoli di contatto tra elementi secondari e principali e considerando inoltre l'interruzione della fibratura e la riduzione della sezione causate dagli intagli negli elementi. Nell'eventualità che si debbano prevedere rinforzi meccanici per garantire la trasmissione della reazione verticale all'appoggio, è necessario affidare in toto la trasmissione della stessa a tali dispositivi.

I collegamenti meccanici sono caratterizzati dalla trasmissione delle sollecitazioni attraverso opportuni mezzi di unione, generalmente metallici, o mediante adesivi. I metodi di calcolo per la valutazione della resistenza e della deformazione dei singoli mezzi di unione non riportati in documenti di comprovata validità, devono essere convalidati sulla base idonee prove sperimentali.

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione.

La capacità portante di collegamenti con piani di taglio multipli va valutata con riferimento a una opportuna combinazione di unioni con uno e/o due piani di taglio.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione a gambo cilindrico, come chiodi, bulloni, perni, viti e cambre, la capacità portante dipende dal contributo della resistenza allo snervamento dell'acciaio, della resistenza al rifollamento del legno,

nonché della resistenza all'estrazione del mezzo di unione. È sempre da evitare che, prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, si attivino meccanismi di rottura di tipo fragile come: spacco, espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione. La resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica va comunque verificata. In generale, si dovranno sempre tenere in considerazione le eccentricità locali presenti nei sistemi di collegamento, in particolare prevedendo idonei dispositivi di chiusura atti a prevenire eventuali aperture del giunto. In generale, tali dispositivi non potranno essere considerati nel calcolo della resistenza del collegamento (si veda anche C4.4.8.1.1).

Per collegamenti meccanici realizzati con pannelli di tavole incrociate incollate, la determinazione dei valori caratteristici di portata può essere eseguita sulla base delle indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o nella norma UNI EN 1995-1-1. Nel caso di connettori inseriti nelle facce laterali dei pannelli (superfici parallele al piano del pannello) la resistenza a rifollamento può essere determinata in accordo con le indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o in alternativa in accordo alla norma UNI EN 1995-1-1, facendo riferimento alla direzione della fibratura nello strato superficiale del pannello.

Nel caso di connettori inseriti sui bordi dei pannelli (superfici ortogonali al piano del pannello), la resistenza a rifollamento può essere determinata in accordo con le indicazioni contenute nelle certificazioni di prodotto o, in alternativa, in accordo alla norma UNI EN 1995-1-1 applicando, per i connettori inseriti con un angolo inferiore a 30° tra asse del connettore e direzione della fibratura, una riduzione del 50% della resistenza di rifollamento. A causa dell'incertezza di montaggio, si deve assumere che il connettore venga inserito nello strato con direzione della fibratura più sfavorevole.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di superficie, come anelli, caviglie, piastre dentate, la capacità portante è la minore tra la capacità portante del gruppo di mezzi di unione costituente il collegamento stesso, tenendo conto della loro disposizione e del loro numero, e la resistenza della sezione residua indebolita dalla presenza degli stessi elementi di unione.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di acciaio incollati, si utilizzano barre o piastre inserite in apposite sedi ricavate negli elementi di legno da unire e solidarizzate ad essi mediante adesivi strutturali. Tali unioni potranno essere impiegate per strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente. Particolare attenzione dovrà essere posta nel garantire che le caratteristiche dell'adesivo e la sua adesione all'acciaio e al legno siano compatibili con la durabilità della struttura, sulla base di evidenze sperimentali o specifici test di laboratorio, nelle condizioni di temperatura e umidità che saranno presenti per tutta la vita in esercizio della struttura.

La resistenza delle singole unioni dovrà essere valutata con riferimento a normative di comprovata validità.

Il progetto riporterà espressamente le specifiche relative alle modalità di realizzazione e di messa in opera dei sistemi di connessione.

C4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Nel caso di travi ad altezza variabile e di travi curve lo stato tensionale viene determinato tenendo conto opportunamente della particolare forma dell'elemento strutturale. Le verifiche di resistenza terranno conto della presenza contemporanea di tensioni normali parallele alla fibratura, di tensioni ortogonali alla fibratura e di tensioni tangenziali. Formulazioni specifiche per vari casi potranno essere reperite in normative di comprovata validità. Si veda anche quanto contenuto nel paragrafo C.4.4.8.1.2.

La verifica a taglio delle sezioni terminali di travi con intagli di estremità sarà svolta tenendo conto dello stato tensionale causato dall'intaglio, con riferimento all'altezza effettiva ridotta della sezione trasversale. Sono da evitare travi con intagli senza rastremazione o con rastremazione ridotta, eventualmente potranno essere presi opportuni provvedimenti per contrastare l'apertura delle fessure del materiale in zona tesa.

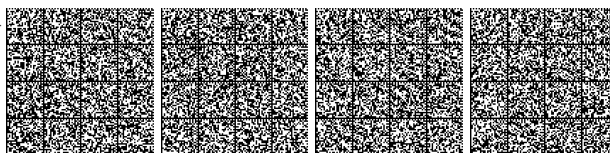
Nelle travi, gli eventuali fori passanti con dimensione massima maggiore di 50 mm vanno, per quanto possibile, centrati rispetto all'asse longitudinale, e devono essere rispettate distanze e dimensioni minime reperite in normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta alla verifica nei confronti di eventuali tensioni di trazione ortogonale alla fibratura, in particolar modo nella classe di servizio 2 e 3, come riportato nel paragrafo C4.4.8.1.2.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da più parti unite mediante connettori meccanici, occorre tener conto dello scorrimento nelle unioni ai fini della determinazione delle tensioni nelle varie parti nonché per la valutazione delle deformazioni della trave.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con anime sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, è possibile valutare lo stato tensionale nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Se i materiali (legno o derivati dal legno) costituenti le ali e le anime sono diversi si può omogeneizzare la sezione in relazione ai moduli di elasticità medi.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con ali sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, anche con più anime, è possibile valutare gli sforzi nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, tenendo conto di una distribuzione non uniforme delle tensioni nelle ali.

L'utilizzo di travi incollate secondo tipologie diverse e con materiali non derivati dal legno va valutato con particolare cautela e comunque dopo un'attenta analisi sia tecnologica che statica. In ogni caso si terrà conto del comportamento reologico dei

materiali accoppiati e degli incollaggi utilizzati, in relazione alla resistenza, alla deformabilità e alla durabilità, valutando attentamente i rischi legati a fenomeni di delaminazione.

Nel caso di colonne composte, ottenute assemblando due o più elementi resi collaboranti da idonei sistemi di collegamento, la valutazione della snellezza terrà conto in modo appropriato della deformabilità dei collegamenti.

Nel caso di pannelli strutturali realizzati con tavole incollate a strati incrociati, le verifiche di resistenza e le verifiche di deformabilità dovranno tenere conto della reale stratigrafia dell'elemento strutturale. Il calcolo del comportamento flessionale fuori piano di tali elementi deve essere eseguito considerando, ai fini della resistenza a flessione, le sole tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante, trascurando le tavole disposte ortogonalmente. Sia nel calcolo delle tensioni che nel calcolo dell'inerzia della sezione, si deve tener conto della deformabilità tagliante per rotolamento delle fibre degli strati disposti ortogonalmente alla direzione dell'azione sollecitante. Il calcolo degli elementi può essere eseguito sulla base delle indicazioni contenute nella norma UNI EN 1995-1-1, con riferimento alle travi giuntate meccanicamente, schematizzando tali pannelli come elementi composti formati dagli strati di tavole disposte parallelamente alla direzione dell'azione sollecitante, collegate da una connessione deformabile costituita dagli strati di tavole disposte ortogonalmente. Formulazioni specifiche per i vari casi potranno essere reperite in documenti di comprovata validità e nelle certificazioni di prodotto.

Per quanto non espressamente specificato e per altri elementi strutturali si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

C4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI

La stabilità dei telai potrà essere verificata con un'analisi non lineare, tenendo conto delle imperfezioni geometriche della struttura.

La stabilità degli archi nel proprio piano va verificata adottando un'analisi del secondo ordine, tenendo conto di imperfezioni iniziali proporzionali alle prime possibili forme d'onda di instabilità. Si possono adottare modalità approssimate di verifica riferendosi ad un elemento compresso equivalente. Per tutte le strutture spingenti l'equilibrio strutturale potrà essere garantito dai vincoli esterni verificando l'assenza di significativi cedimenti, oppure dovranno essere previsti idonei elementi preposti specificamente all'assorbimento delle spinte.

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate. Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi verranno determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Le strutture di tetti e solai, che esplicano la funzione di diaframma, devono in generale includere elementi controventanti specifici (strutture reticolari, pannellature strutturali ecc.).

Nelle strutture la cui tipologia strutturale può essere ricondotta a quella di pannelli di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere dalle verifiche il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra. Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidezza della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

Per assicurare un'adeguata resistenza nei confronti della instabilità, deve essere assicurata la continuità flessionale della porzione di parete compresa tra due impalcati successivi.

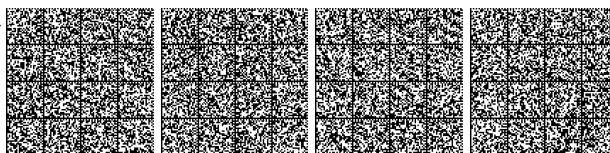
Qualora gli elementi di parete non svolgano anche funzione di controvento allora tali elementi e i loro ancoraggi devono essere realizzati in modo da offrire una limitata rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni orizzontali, mentre devono essere realizzati in modo da resistere ai carichi verticali seguendo gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante.

C4.4.12 ROBUSTEZZA

In aggiunta a quanto riportato nelle NTC si terrà anche conto di quanto segue:

- scelta di sistemi statici poco sensibili a collassi parziali;
- scelta e disposizione corretta dei sistemi di controventamento;
- scelta di sistemi di collegamento poco sensibili all'azione dell'incendio;
- utilizzazione di più elementi funzionanti in parallelo o di collegamenti realizzati con un numero elevato di mezzi elementari di unione a comportamento non fragile.

C4.4.13 DURABILITÀ

La durabilità delle strutture lignee deve essere sempre assicurata, prevedendo in sede di progetto adeguati particolari costruttivi ed opportuni accorgimenti di protezione dagli agenti atmosferici e dagli attacchi biologici di funghi e/o insetti xilofagi, ed utilizzando le specie legnose più idonee per durabilità naturale o per possibilità di impregnazione, in relazione alle condizioni ambientali di esercizio.

È possibile anche prevedere elementi sacrificali, da sostituire periodicamente secondo il piano di manutenzione da allegare obbligatoriamente al progetto esecutivo come previsto nel § 10.1, che comprende comunque tutte le altre operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria da mettere in atto durante la vita utile della struttura.

I mezzi di unione metallici strutturali devono, generalmente, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

L'utilizzo di pannelli di tavole incollate a strati incrociati in ambienti le cui condizioni di esercizio sono attribuibili alla classe di servizio 3 secondo § 4.4.5 delle NTC non è in generale ammesso, a meno che non sia esplicitamente previsto nella certificazione di prodotto.

C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel pertinente paragrafo § 3.6 delle NTC, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidezza.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione trasversale efficace non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale dovrà essere effettuato con riferimento ai documenti normativi di comprovata validità di cui al § 12, e in particolare alla norma UNI EN 1995-1-2. Si ricorda che la resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come, ad esempio, i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono spesso realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti, sulla base dei documenti sopra citati o di idonea sperimentazione.

C4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

Si raccomanda che, in fase di progetto, particolare attenzione sia posta nella individuazione e nella definizione delle tolleranze di lavorazione, esecuzione e montaggio, soprattutto per le membrature sensibili a fenomeni di instabilità. Le limitazioni sull'arcuatura, contenute nella maggior parte delle regole di classificazione secondo la resistenza meccanica, sono inadeguate ai fini della selezione del materiale per questi elementi, e pertanto si raccomanda che sia posta una particolare attenzione al controllo di rettilineità.

Si raccomanda che siano adottati i necessari provvedimenti in fase di stoccaggio, trasporto e costruzione affinché i componenti e gli elementi strutturali, di legno e a base di legno, non subiscano variazioni di umidità conseguenti ad esposizioni climatiche più severe di quelle attese per la struttura finita.

Prima di essere utilizzato nella costruzione, si raccomanda che il legno sia stagionato fino al valore di umidità appropriato alle condizioni climatiche di esercizio della struttura finita. Limitatamente ai casi previsti al § 4.4.15 delle NTC per i quali siano accettate umidità maggiori durante la messa in opera, specifica attenzione verrà posta nella definizione delle condizioni necessarie per una corretta stagionatura in opera prevedendo, in fase progettuale, gli effetti del processo di essiccamento sul comportamento strutturale.

Nelle zone di materiale interessate dai collegamenti di carpenteria e di quelli meccanici dovrà essere limitata la presenza di nodi, cretti, smussi o altri difetti, che possano ridurre la capacità portante del collegamento.

Se non diversamente previsto in sede progettuale ed espressamente specificato, si raccomanda che i chiodi siano infissi ortogonalmente rispetto alla fibratura e fino a una profondità tale che le superfici delle teste risultino a filo della superficie del legno. Si raccomanda, inoltre, che il diametro delle preforature non sia maggiore di 0,8 d, essendo d il diametro del chiodo.

Si raccomanda che, nel legno, i fori per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di 1 mm rispetto al diametro d del bullone. Si raccomanda che, nelle piastre di acciaio, i fori per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di max [2 mm; 0,1d] rispetto al diametro d del bullone.

Al di sotto della testa del bullone e del dado dovranno essere utilizzate rondelle aventi lunghezza del lato o diametro pari ad almeno 3d e spessore pari ad almeno 0,3d e che le rondelle appoggino per intero sul legno.

Si raccomanda che bulloni e tirafondi siano serrati in modo tale che gli elementi siano perfettamente accostati. Qualora il legno raggiunga l'umidità di equilibrio in fase di costruzione, si deve procedere ad un ulteriore controllo del serraggio al fine di assicurare il mantenimento della capacità portante e della rigidezza della struttura.

Per le unioni con spinotti si raccomanda che il diametro dello spinotto non sia minore di 6 mm, che le tolleranze sul suo diametro siano entro 0/+0,1 mm, che le preforature negli elementi di legno abbiano un diametro non maggiore di quello dello spinotto e che i fori delle eventuali piastre di acciaio abbiano un diametro non superiore a 1 mm rispetto al diametro dello spinotto.

Considerate le numerose tipologie di viti sul mercato, si raccomanda di fare riferimento alle certificazioni del prodotto effettivamente utilizzato (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica), soprattutto per quanto attiene la necessità e le modalità di effettuazione delle preforature nel legno. In mancanza di specifiche indicazioni, per viti infisse in legno di conifera, con diametro del gambo liscio $d \leq 6$ mm, non è richiesta la preforatura. In mancanza di specifiche indicazioni, per tutte le viti infisse in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro d>6 mm, è richiesta una preforatura tale che:

- il foro-guida per il gambo abbia diametro uguale a quello del gambo stesso e profondità uguale alla lunghezza del gambo;
- il foro-guida per la porzione filettata abbia un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del gambo.

Per legno con massa volumica maggiore di 500 kg/m^3, si raccomanda che il diametro di preforatura sia determinato tramite prove.

Nel caso si utilizzino viti, le cui certificazioni di prodotto (ETA, Valutazione Tecnica Europea, o CIT, Certificato di Idoneità Tecnica) attestino la capacità di auto-foratura, non è necessario eseguire il preforo.

Nei casi in cui la resistenza dell'incollaggio sia un requisito limitativo per la verifica agli stati limite ultimi, si raccomanda che la produzione delle unioni incollate sia sottoposta a controllo di qualità, per assicurare che l'affidabilità e la qualità dell'unione siano conformi alle specifiche tecniche pertinenti.

Si raccomanda che siano seguite le prescrizioni del produttore dell'adesivo, in relazione alla conservazione, miscelazione e applicazione, alle condizioni ambientali necessarie, sia in fase di applicazione sia in fase di indurimento, all'umidità degli elementi e a tutti i fattori pertinenti al corretto utilizzo dell'adesivo.

Per gli adesivi per i quali il raggiungimento della piena resistenza richiede un periodo di tempo dopo l'indurimento iniziale, si raccomanda che l'applicazione di carichi (pesi propri, permanenti, variabili) non avvenga prima della conclusione di tale periodo.

In fase di montaggio della struttura si raccomanda di evitare sovraccarichi sugli elementi o sulle connessioni, di porre particolare attenzione alla rispondenza degli elementi strutturali alle prescrizioni progettuali con riferimento alle condizioni di umidità, alla presenza di distorsione, di spaccature, difetti o imprecisioni di lavorazione in corrispondenza dei giunti, prevedendo eventualmente la sostituzione degli elementi difettosi.

Nelle fasi di immagazzinamento, trasporto o messa in opera si raccomanda che il sovraccarico degli elementi sia accuratamente evitato. Se la struttura è caricata o vincolata provvisoriamente durante la costruzione in maniera differente da quella prevista nelle condizioni di esercizio in opera, si raccomanda che la condizione temporanea sia considerata come uno specifico caso di carico, includendo ogni possibile azione dinamica. Nel caso di strutture a telaio, archi intelaiati, portali intelaiati, si raccomanda di porre particolare cura nell'evitare distorsioni durante il sollevamento dalla posizione orizzontale a quella verticale.

C4.4.16 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE, CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In considerazione delle specifiche caratteristiche del legno e materiali da esso derivati, in aggiunta a quanto previsto per le costruzioni realizzate con altri materiali è opportuno, fin dalla fase di progetto, predisporre un dettagliato piano di controlli che comprenda:

a) controlli in fase di costruzione;

b) controlli sulla struttura completa;

c) controlli della struttura in esercizio.

C4.4.16.1 CONTROLLI IN FASE DI COSTRUZIONE

Per quanto riguarda i controlli obbligatori di accettazione sul materiale in cantiere, ci si deve riferire a quanto riportato nel paragrafo 11.7 delle NTC.

I controlli in fase di costruzione potranno essere realizzati sia in cantiere sia fuori cantiere, quindi sia in fase di produzione che di esecuzione. Essi potranno comprendere:

- prove preliminari, per verificare l'idoneità di materiali e dei metodi di produzione (si veda il pertinente punto in C.11.7);
- verifica di materiali e della loro identificazione (specie legnosa, classificazione, marcatura, trattamenti e umidità, tipo di adesivo, processo di produzione degli elementi incollati, qualità della linea di colla); tipologia dei mezzi di unione, protezione dalla corrosione degli elementi metallici; modalità di trasporto, deposito e conservazione in cantiere; movimentazione dei materiali (si veda il pertinente punto in C.11.7);
- verifiche dimensionali;
- verifica del montaggio e della messa in opera;

- verifica dei dettagli strutturali e in particolare dei collegamenti (numero degli elementi costituenti il collegamento, chiodi, bulloni, dimensioni di fori, caratteristiche dei fori, spaziature e distanze dalle estremità e dai bordi degli elementi lignei, presenza di rotture per spacco ecc.);
- controllo finale del risultato del processo di produzione, per esempio tramite ispezione visuale o prova di carico.

C4.4.16.2 CONTROLLI SULLA STRUTTURA COMPLETA

I controlli sulla costruzione ultimata sono quelli previsti anche per le altre costruzioni. Le eventuali prove di carico da eseguire a struttura ultimata, così come quelle sui singoli elementi strutturali, anche in fase di costruzione verranno eseguite con riferimento, generalmente, a carichi di prova tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni rare. Le procedure da seguire saranno pertanto limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del comportamento reologico del legno;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni reologici.

C4.4.16.3 CONTROLLI DELLA STRUTTURA IN ESERCIZIO

Il programma di controllo della struttura in esercizio specificherà le caratteristiche e l'intervallo temporale delle ispezioni, dei controlli e delle manutenzioni, adottando quelle misure atte ad assicurare con sufficiente adeguatezza che le condizioni ambientali, strutturali e di utilizzazione permangano e siano conformi alle ipotesi assunte a base del progetto.

Tutte le informazioni necessarie per il corretto utilizzo in esercizio e per la manutenzione della struttura saranno messe a disposizione degli utilizzatori.

C4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA

C4.5.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

C4.5.2.2 ELEMENTI RESISTENTI DI MURATURA

C4.5.2.2.1 Elementi artificiali

Il rispetto degli spessori minimi dei setti esterni ed interni degli elementi artificiali ha il fine principale di garantire sufficiente robustezza agli elementi, cioè di prevenire rotture fragili. L'uso di elementi con spessori inferiori a quanto indicato nel presente punto è soggetto a quanto previsto nei §§ 4.6 e 11.1 delle NTC.

Analogamente, il rispetto della percentuale di foratura e della massima area della sezione normale di ogni singolo foro ha il fine principale di garantire sufficiente robustezza agli elementi, cioè di prevenire rotture fragili. L'uso di elementi con percentuale di foratura superiore o con fori di dimensioni superiori, anche se riempiti con materiale il quale non abbia però proprietà meccaniche uguali a quelle del materiale di base dell'elemento (laterizio, calcestruzzo, silicato di calcio, etc…), è soggetto a quanto previsto nei §§ 4.6 e 11.1 delle NTC. Si rammenta comunque che, in base al § 4.5.2.2.1, delle NTC non sono soggetti a limitazione di dimensioni i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta ad uso strutturale.

C4.5.2.3 MURATURE

La muratura a paramento doppio dal punto di vista strutturale è intesa come muratura in cui entrambi i paramenti sono progettati per svolgere una funzione strutturale. Nel caso in cui siano costruttivamente presenti due paramenti, dei quali però uno venga concepito con la sola funzione di rivestimento non strutturale, è possibile considerare tale paramento unicamente come massa portata, e seguire per l'altro le procedure di verifica strutturale per muratura a paramenti singoli.

Ai fini delle limitazioni in altezza indicate, qualora si impieghino giunti sottili e/o giunti verticali a secco, l'altezza interpiano è intesa come altezza massima del paramento murario misurata dall'estradosso del solaio o del cordolo inferiore all'intradosso del solaio o cordolo superiore.

Nel caso in cui vengano utilizzati elementi che consentono la realizzazione di giunti verticali a tasca, le condizioni per cui tali giunti possono essere considerati equivalenti ai giunti interamente riempiti sono riportate al paragrafo § 8.1.5(3) della norma UNI EN 1996-1-1:2013.

C4.5.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

La funzione "portante" di un muro consiste nel sopportare i carichi verticali. La funzione di controvento consiste nel resistere alle azioni orizzontali. La resistenza di un muro a forze orizzontali è maggiore quando queste lo sollecitano parallelamente al proprio piano. Una adeguata concezione strutturale prevede muri disposti in pianta secondo almeno due direzioni ortogonali, al fine di resistere ad azioni orizzontali comunque dirette. La presenza di uno stato di compressione verticale influenza la resistenza della muratura alle azioni orizzontali, in particolar modo nel caso di muratura non armata. Per bassi valori di compressione media, un setto di muratura incrementa la sua resistenza alle forze orizzontali (nel piano e fuori del piano) al crescere della compressione verticale. L'orientamento dei solai e la modalità con cui questi trasmettono i carichi verticali ai setti murari rientrano quindi tra le scelte progettuali che possono influenzare il comportamento strutturale nei confronti delle azioni orizzontali.

C4.5.5 ANALISI STRUTTURALE

L'uso dei modelli semplificati basati sullo schema dell'articolazione completa è consentito, in particolare qualora ci si avvalga del metodo semplificato di verifica a pressoflessione per carichi laterali riportato al seguente § 4.5.6.2, ma non è l'unico modello utilizzabile. Sono altresì ammessi i metodi di analisi riportati nella norma UNI EN 1996-1-1, a cui dovranno essere abbinati i metodi di verifica corrispondenti riportati nella stessa norma.

C4.5.6 VERIFICHE

Le verifiche sulle travi di accoppiamento di cui al § 4.5.6 delle NTC si eseguono anche per la muratura armata e confinata.

C4.5.6.1 RESISTENZE DI PROGETTO

Per quanto riguarda il controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta, il rispetto del requisito può essere considerato soddisfatto dai controlli di accettazione previsti al Capitolo 11 delle NTC.

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_M da impiegarsi nelle espressioni 4.5.2 e 4.5.3 delle NTC è riportato in Tabella 4.5.II.

C4.5.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Il metodo semplificato proposto è una possibile alternativa ai metodi riportati dalle normative di comprovata validità (ad esempio la UNI EN 1996-1-1) ed introduce una riduzione della resistenza a compressione della muratura per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e effetti geometrici del secondo ordine mediante il coefficiente Φ. Questo metodo deriva dalle norme tecniche italiane precedentemente in vigore (a partire dal DM 20/11/87). Nell'applicazione di tale metodo è opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti ad esempio alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

È quindi necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni. In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale e_l dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta $f_{d,rid}$ un ulteriore coefficiente Φ_l valutato dalla Tabella 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6e_l/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$.

La verifica di sicurezza viene formulata quindi come $N_d \leq \Phi\Phi_l f_d tl$ dove N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica, l e t sono rispettivamente lunghezza e spessore del muro.

L'eccentricità accidentale e_a va considerata in ciascuna delle relazioni 4.5.10 con segno tale da rendere massimo il valore assoluto dell'eccentricità di calcolo. Il valore di eccentricità e_1 è adottato per la verifica dei muri nelle loro estremità superiori, nelle sezioni inferiori l'eccentricità di calcolo dovrà essere assunta almeno pari ad e_a.

C4.5.6.4 VERIFICHE SEMPLIFICATE

Il limite di snellezza fissato a 12, di cui alla lettera e), è relativo alla muratura ordinaria, mentre si assume il valore limite di 15 nel caso di muratura confinata e di muratura armata.

Il valore di carico variabile di cui alla lettera f) è da intendersi come valore caratteristico del sovraccarico q_k di cui al § 3.1.4., e la limitazione non riguarda il sovraccarico di balconi e scale.

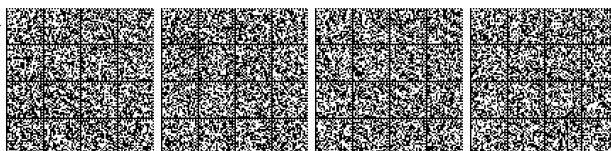
Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II delle NTC, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando la poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Le verifiche semplificate consentite, quando applicabili, garantiscono il progettista nei confronti degli stati limite per tutti i casi previsti ai § 4.5.6.2 e § 4.5.6.3 delle NTC, con eccezione della verifica per eventuali carichi concentrati. Rimane responsabilità del progettista valutare l'eventuale presenza di carichi concentrati e la necessità di una conseguente verifica locale.

C4.5.7 MURATURA ARMATA

Le indicazioni progettuali sulla muratura armata riportate nel § 4.5.7 delle NTC si basano sulle esperienze e sulle rilevanze sperimentali attualmente disponibili. Pertanto nei sistemi di muratura armata qui normati è previsto l'uso di giunti orizzontali e verticali completamente riempiti di malta. Sono quindi esclusi, in accordo anche con quanto prescritto nella UNI EN 1996-1-1:2013 § 8.1.5(3), riempimenti parziali dei giunti verticali, come quelli consentiti per la muratura non armata (ad esempio i sistemi a tasca).

C4.5.8 MURATURA CONFINATA

L'introduzione della muratura confinata nel testo della norma costituisce un elemento di novità rispetto alle precedenti Norme Tecniche del 2008. La muratura confinata è costituita da setti di muratura "confinata", da elementi verticali ed orizzontali (cordolature) in cemento armato o muratura armata. Il calcestruzzo con cui sono realizzati gli elementi armati viene gettato in opera successivamente alla costruzione dei paramenti murari. I riferimenti normativi sono costituiti dalle norme della serie UNI EN 1996 e UNI EN 1998 con le relative Appendici Nazionali.

C4.6 ALTRI SISTEMI COSTRUTTIVI

Il § 4.6 delle NTC contiene rilevanti novità finalizzate a fare chiarezza sulla possibilità di realizzare costruzioni mediante sistemi costruttivi differenti da quelli indicati nel Capitolo 4 delle NTC stesse.

Le NTC chiariscono che si intendono per "*sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle presenti norme tecniche*" quelli per cui le regole di progettazione ed esecuzione non siano previste nelle NTC stesse o nei riferimenti tecnici e nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza previsti dalle norme tecniche. Si estende quindi il concetto di sistemi costruttivi disciplinati dalla normativa tecnica nazionale, oltre a quelli esplicitamente trattati (quali strutture in c.a. e c.a.p., in carpenteria metallica, miste acciaio-cls, in legno ed in muratura), anche ai sistemi costruttivi le cui regole di progettazione siano riportate nei documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle norme tecniche nazionali. In altre parole si intendono disciplinati dalle norme tecniche nazionali anche quei sistemi costruttivi compiutamente trattati negli Eurocodici, quali, a mero titolo esemplificativo, quelli basati sull'impiego dell'alluminio, a condizione che siano applicate le Appendici nazionali italiane agli stessi Eurocodici.

Pertanto, all'impiego di sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati nelle NTC, così come sopra chiarito, si applica quanto indicato all'articolo 52, comma 2, del DPR 380/2001, che prevede che la loro idoneità debba essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio e previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Tale dichiarazione sarà riferita allo specifico progetto e/o cantiere, non avrà carattere generale, dovrà essere comunque preventiva all'avvio dei lavori e potrà essere richiesta mediante istanza indirizzata al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici secondo le procedure previste dallo stesso Servizio. La documentazione allegata all'istanza dovrà ricomprendere anche la descrizione delle regole di progettazione ed esecuzione assunte a base del progetto, la loro giustificazione teorica, tecnica, scientifica ed eventualmente sperimentale, nonché la dimostrazione del rispetto dei principi e dei livelli di sicurezza previsti dalle NTC.

Come indicato nelle NTC, in ogni caso, i materiali o prodotti strutturali utilizzati nel sistema costruttivo devono essere conformi ai requisiti di cui al Capitolo 11, con particolare riferimento, per i materiali o prodotti innovativi, a quanto previsto al caso c) del § 11.1 (qualificazione mediante marcatura CE basata su ETA oppure mediante Certificato di Valutazione Tecnica). La qualificazione dei materiali e prodotti deve essere oggetto di apposita esauriente relazione accompagnata dalla pertinente documentazione specificata nelle relative Linee Guida, ove disponibili, oppure indicata dal Servizio Tecnico Centrale; tale relazione deve essere allegata alla richiesta di Dichiarazione di cui al presente paragrafo.

La Dichiarazione di idoneità di sistemi costruttivi, di cui all'articolo 52, comma 2, del D.P.R. 380/2001, costituisce, pertanto, atto tecnicamente diverso dal Certificato di Valutazione Tecnica di materiali o prodotti innovativi o comunque non coperti dalla normativa nazionale od europea, di cui al § 11.1, caso c), delle NTC. Quest'ultimo, infatti, costituisce documentazione di qualificazione idonea alla dichiarazione delle prestazioni finalizzata alla commercializzazione ed impiego di un prodotto da costruzione, indipendentemente dall'uso specifico, dalle regole di progettazione dell'opera di destinazione e che non ne comprova l'idoneità ad uno specifico impiego in un determinato sistema costruttivo o in una determinata opera. La Dichiarazione di idoneità di cui al presente paragrafo si riferisce invece ad uno specifico sistema costruttivo oppure ad una specifica opera, con particolare riferimento ai casi in cui vengono impiegati materiali e prodotti o metodi e criteri di progettazione non contenuti nelle NTC o nei documenti di comprovata validità in esse considerati.

Infine, stanti le possibili difficoltà applicative e/o interpretative della materia trattata al § 4.6 delle NTC e nel presente paragrafo, le NTC rammentano che le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni ai sensi del DPR 380/2001 (gli ex Uffici del Genio Civile Regionali, nelle articolazioni territoriali oggi previste da apposite leggi regionali) o le amministrazioni committenti, possono avvalersi dell'attività consultiva, ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del DPR 204/2006, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale. A tal fine, quindi, le Amministrazioni, di controllo o committenti, possono richiedere specifici pareri preventivi al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per il tramite del Servizio Tecnico Centrale.

CAPITOLO **C5.**

PONTI

Il Capitolo 5 delle NTC tratta i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari.

In particolare, per quanto riguarda i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, vengono definite le diverse possibili azioni agenti ed assegnati gli schemi di carico corrispondenti alle azioni variabili da traffico.

Gli schemi di carico stradali e ferroviari da impiegare per le verifiche statiche e a fatica sono generalmente coerenti con gli schemi delle UNI EN 1991-2, cui si può far riferimento per aspetti di dettaglio non trattati nelle NTC.

I carichi da traffico per ponti stradali del modello principale sono indipendenti dall'estensione della zona caricata, includono gli effetti dinamici e sono indifferenziati per le verifiche locali e le verifiche globali, cosicché le possibili ambiguità e/o difficoltà applicative sono minimizzate.

Per i ponti stradali sono anche forniti appositi modelli di carico per il calcolo degli effetti globali in ponti di luce superiore a 300 m.

Per i ponti ferroviari particolare attenzione viene posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni vengono fornite per le verifiche, sia agli SLU sia agli SLE.

I modelli di carico assegnati, sia per i ponti stradali che per i ponti ferroviari, sono modelli ideali, intesi a riprodurre gli effetti del traffico reale caratterizzati da assegnato periodo di ritorno. Essi non sono pertanto rappresentativi di veicoli o convogli reali.

Si segnala ancora che i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai sovraccarichi da traffico sono minori di quelli pertinenti ad altri sovraccarichi; infatti, il coefficiente γQ per le azioni da traffico stradale vale 1,35 per le combinazioni **EQU** e **STR** e 1,15 per la combinazione **GEO**, e il coefficiente γQ per le azioni da traffico ferroviario vale 1,45 per le combinazioni **EQU** e **STR** e 1,25 per la combinazione **GEO**.

C5.1 PONTI STRADALI

C5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

C5.1.2.3 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Ai fini dell'applicazione del punto 5.1.2.3 della Norma, s'intende per alveo la sezione occupata dal deflusso della portata di piena di progetto. Quest'ultima è a sua volta caratterizzata da un tempo di ritorno pari a Tr = 200 anni, dovendosi intendere tale valore quale il più appropriato da scegliere, non escludendo tuttavia valori anche maggiori che devono però essere adeguatamente motivati e giustificati.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, fanno parte di un progetto unitario corredato dallo studio di compatibilità idraulica di cui al punto 5.1.2.3 delle NTC. Il progetto sarà impostato tenendo in considerazione la necessità di garantire l'accesso per il ripristino dell'officiosità idraulica degli attraversamenti parzialmente o totalmente intasati dai detriti durante gli eventi di piena.

Fermo restando quanto previsto dalla Norma, nello studio di compatibilità idraulica, in funzione delle diverse situazioni, è opportuno siano tra l'altro illustrati i seguenti aspetti:

- analisi degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del verificarsi; per i ponti in sezioni di un corso d'acqua che abbiano a monte manufatti artificiali che limitino il naturale deflusso delle piene, queste sono da valutarsi anche nell'ipotesi che tali manufatti siano dismessi;
- ricerca e raccolta, presso gli Uffici ed Enti competenti, delle notizie e dei rilievi esistenti, anche storici, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua possibile evoluzione, nonché delle caratteristiche geotecniche della zona interessata;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

Inoltre è di interesse stimare i valori della frequenza probabile (1/Tr) di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso.

Nello studio idraulico, in funzione delle diverse situazioni, sono inoltre considerati, ove applicabili, i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna: per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione;
- valutazione dell'influenza dello scavo localizzato che si realizza in corrispondenza delle pile e delle spalle, sulla stabilità di argini e sponde, oltre che delle fondazioni di altri manufatti presenti nelle vicinanze;

- esame delle conseguenze della presenza di corpi flottanti, considerando anche il possibile disormeggio dei natanti, trasportati dalle acque in relazione a possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere;
- sollecitazioni indotte dall'acqua per evento sismico quando sia di qualche rilievo la superficie immersa delle pile (e, per i ponti esistenti, delle spalle) con riferimento al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno.

Per la stima del livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno, in assenza di dati che garantiscano una robusta caratterizzazione statistica degli eventi, è da utilizzarsi il minimo fra i valori di portata massimi annuali registrati. Scalzamento e azioni idrodinamiche devono in tal caso essere combinate con tutte le altre azioni variabili, mentre nella situazione corrispondente all'evento di piena di progetto, nella combinazione con le altre azioni variabili sono da considerare solo quelle variabili da traffico.

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli fisici.

Quando, per caratteristiche del territorio e del corso d'acqua, si possa verificare nella sezione oggetto dell'attraversamento il transito di tronchi di rilevanti dimensioni, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia indicativamente non inferiore a 6÷7 m. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave sarà comunque non inferiore alla quota della sommità arginale per l'intera luce. Per tutti gli attraversamenti è opportuno sia garantito il transito dei mezzi di manutenzione delle sponde e/o delle arginature.

Le limitazioni alle modifiche delle pile o delle spalle e relative fondazioni di ponti esistenti previste al punto 5.1.2.3 della Norma, sono da riferirsi agli elementi che interessano l'alveo, come sopra definito, o i corpi arginali. La possibilità di deroga, subordinata all'autorizzazione dell'Autorità competente come previsto allo stesso punto della norma, è relativa alle sole pile.

Per i ponti esistenti sono ammessi gli interventi per l'incremento della sicurezza strutturale in analogia a quanto prescritto al § 8.4 della Norma, solo nel caso in cui siano esclusi incrementi, rispetto all'attuale, del livello di traffico di progetto e gli stessi interventi non vadano in alcun modo a peggiorare le condizioni di sicurezza idraulica esistenti. Poiché in questi casi sono possibili fenomeni di instabilità locale, in applicazione del §8.3 della Norma, è opportuno effettuare la verifica delle fondazioni, e quindi la valutazione dello scalzamento di eventuali spalle o pile in alveo. Anche gli interventi necessari per l'incremento della sicurezza strutturale devono essere accompagnati dallo studio di compatibilità idraulica dove sia messa in evidenza la frequenza probabile (1/Tr) degli eventi che garantiscono il franco previsto da Norma.

Nelle Relazioni idrologica e idraulica sarà valutato il sistema di smaltimento delle acque meteoriche, tenendo in considerazione anche i seguenti aspetti:

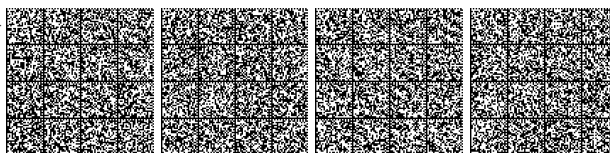
- analisi degli eventi pluviometrici brevi ed intensi della zona;
- disposizione delle caditoie in numero e posizioni dipendenti dalle loro dimensioni, dalla geometria plano-altimetrica della sede stradale e dai dati pluviometrici, al fine di evitare ristagni;
- influenza del trasporto solido e dell'eventuale deposito residuo in condotta sul dimensionamento del sistema di tubazioni che collettano le acque fino al tubo di eduzione;
- posizione e lunghezza dei tubi di eduzione affinché l'acqua di scolo sia portata a distanza tale da evitare la ricaduta sulle strutture anche in presenza di vento.

Fermo restando il rispetto della normativa ambientale vigente, in tutti quei casi in cui le acque di eduzione possono produrre danni e inconvenienti o nel caso di attraversamento di zone urbane, è opportuno considerare la possibilità che esse siano intubate fino a terra ed eventualmente immesse in un sistema fognante.

Nelle strutture a cassone va considerata l'opportunità di praticare, nei punti di possibili accumulo, fori di evacuazione di eventuali acque di infiltrazione. Tubi di evacuazione e gocciolatoi saranno predisposti in modo da evitare scoli di acque sul manufatto.

Restano esclusi dal punto 5.1.2.3 della Norma i tombini, intendendosi per tombino un manufatto totalmente rivestito in sezione, eventualmente suddiviso in più canne, in grado di condurre complessivamente portate fino a 50 m^3/s. L'evento da assumere a base del progetto di un tombino ha comunque tempo di ritorno uguale a quello da assumere per i ponti. La scelta dei materiali deve garantire la resistenza anche ai fenomeni di abrasione e urto causati dai materiali trasportati dalla corrente.

Oltre a quanto previsto per gli attraversamenti dalla Norma, nella Relazione idraulica è opportuno siano considerati anche i seguenti aspetti:

- è da sconsigliare il frazionamento della portata fra più canne, tranne nei casi in cui questo sia fatto per facilitare le procedure di manutenzione, predisponendo allo scopo luci panconabili all'imbocco e allo sbocco e accessi per i mezzi d'opera;
- sono da evitare andamenti planimetrici non rettilinei e disallineamenti altimetrici del fondo rispetto alla pendenza naturale del corso d'acqua.
- per sezioni di area maggiore a 1,5 m^2 è da garantire la praticabilità del manufatto;
- il tombino può funzionare sia in pressione che a superficie libera, evitando in ogni caso il funzionamento intermittente fra i due regimi: nel caso in una o più sezioni il funzionamento sia in pressione, la massima velocità che si realizza all'interno dello stesso tombino non dovrà superare 1,5 m/s;

- nel caso di funzionamento a superficie libera, il tirante idrico non dovrà superare i 2/3 dell'altezza della sezione, garantendo comunque un franco minimo di 0,50 m;
- il calcolo idraulico è da sviluppare prendendo in considerazione le condizioni che si realizzano nel tratto del corso d'acqua a valle del tombino;
- la tenuta idraulica deve essere garantita per ciascuna sezione dell'intero manufatto per un carico pari al maggiore tra: 0,5 bar rispetto all'estradosso o 1,5 volte la massima pressione d'esercizio;
- il massimo rigurgito previsto a monte del tombino deve garantire il rispetto del franco idraulico nel tratto del corso d'acqua a monte;
- nel caso sia da temersi l'ostruzione anche parziale del manufatto da parte dei detriti galleggianti trasportati dalla corrente, è da disporre immediatamente a monte una varice presidiata da una griglia che consenta il passaggio di elementi caratterizzati da dimensioni non superiori alla metà della larghezza del tombino; in alternativa il tombino è da dimensionare assumendo che la sezione efficace ai fini del deflusso delle acque sia ridotta almeno alla metà di quella effettiva. È in ogni caso da garantire l'accesso in alveo ai mezzi necessari per le operazioni di manutenzione ordinaria o straordinaria da svolgere dopo gli eventi di piena;
- i tratti del corso d'acqua immediatamente prospicienti l'imbocco e lo sbocco del manufatto devono essere protetti da fenomeni di scalzamento e/o erosione, e opportune soluzioni tecniche sono da adottare per evitare i fenomeni di sifonamento.

Nel caso il tombino sia opera provvisionale, ovvero a servizio di un cantiere, le precedenti disposizioni possono essere assunte come elementi di riferimento, tenendo opportunamente conto del tempo di utilizzo previsto per l'opera provvisionale stessa.

C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

C5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: q1

C5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Ai fini del calcolo, la carreggiata deve essere suddivisa in corsie convenzionali, ciascuna di larghezza 3,00 m, come indicato al § 5.1.3.3.2 delle NTC, in modo da individuare, di volta in volta, le condizioni di carico più severe per la verifica in esame. A tal fine, si osserva che le corsie convenzionali possono essere adiacenti oppure no, a seconda del dettaglio considerato e della forma della superficie d'influenza.

Le corsie convenzionali, la loro posizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.

In alcuni casi quali verifiche per particolari SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo.

C5.1.3.3.3 Schemi di carico

Gli schemi di carico specificati al § 5.1.3.3.3 delle NTC includono gli effetti dinamici determinati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di media qualità secondo la norma ISO 8685:1995.

Lo schema di carico 1 vale per ponti di luce non maggiore di 300 m.

Per ponti di luce superiore a 300 m e in assenza di studi specifici, in alternativa allo schema di carico 1, generalmente cautelativo, si può utilizzare lo schema di carico 6.

C5.1.3.3.5 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Gli assi tandem si considerano viaggianti secondo l'asse longitudinale del ponte e sono generalmente disposti in asse alle rispettive corsie. Nel caso in cui si debbano considerare due corsie con tandem affiancati, per ponti con carreggiata di larghezza minore di 5,80 m, la minima distanza trasversale tra due tandem affiancati si può considerare uguale a 50 cm.

C5.1.3.3.5.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui, per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m.

In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

C5.1.3.3.5.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k}. Pertanto si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

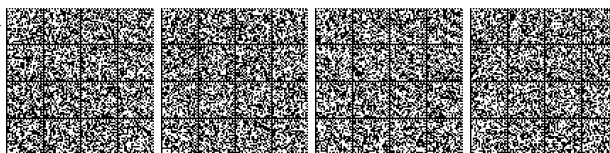
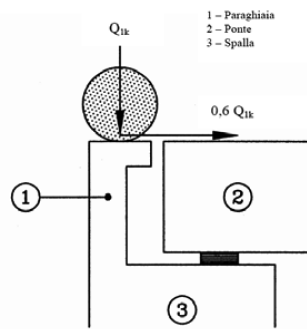



Figura C5.1.1 - *Carichi da traffico su muri paraghiaia*

C5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTI DI VEICOLO IN SVIO: q_8

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico dalle normative nazionali applicabili. Al fine di garantire il rispetto del requisito di resistenza meccanica e stabilità, si potranno utilizzare solo dispositivi di ritenuta stradale in possesso di idonea qualificazione ai sensi della normativa comunitaria o nazionale applicabile.

Nella progettazione dell'impalcato si dovrà tenere conto:

- della tipologia di barriera di sicurezza prescelta;
- della necessità di garantire uno spazio di lavoro tale da permettere la traslazione e il sostegno del veicolo in svio ed anche dei moduli di barriera coinvolti prevedendo una prosecuzione del cordolo per una larghezza trasversale retro-barriera almeno pari a quella utilizzata nella prova di qualificazione;
- delle modalità di ancoraggio e di funzionamento della barriera prescelta e della sua compatibilità, anche nel caso di impalcato non rettilineo, al fine di garantire un funzionamento "a catena" dell'intera tratta minima individuata nei test dal vero.

Nella progettazione esecutiva andranno altresì recepite tutte le prescrizioni di installazione e manutenzione contenute nel documento di qualificazione del dispositivo.

Per tutte le operazioni di sostituzione o adeguamento dei dispositivi di ritenuta stradale valgono le prescrizioni precedenti.

In caso di ripristino di parti localizzate di un sistema di ritenuta, danneggiate a seguito di eventi incidentali, prima di procedere al ripristino con elementi identici o equivalenti ma comunque compatibili con quelli già installati, si rende necessaria da parte del progettista una valutazione del comportamento offerto dalla barriera nell'evento che ha causato il danneggiamento, per valutarne l'efficacia in termini di prestazioni ai sensi della normativa nazionale vigente e tenuto conto della effettiva composizione prevalente del traffico e della conseguente classe di contenimento.

Utile e immediato a garantire le richieste minime di resistenza al piede della barriera è la riproduzione delle tipologie di vincolo effettivamente utilizzate nella positiva sperimentazione documentata da prove eseguite ai sensi della UNI EN 1317-2.

C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

C5.1.4.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FATICA

Per le verifiche a fatica, in alternativa all'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, o in mancanza di esso, si può far riferimento ai quattro modelli di carico a fatica assegnati al §5.1.4.3 delle NTC. I predetti modelli di carico a fatica includono gli effetti dinamici, calcolati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di qualità buona secondo la norma ISO 8685:1995.

Per le verifiche a fatica di dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante debbono essere effettuate verifiche differenziate a seconda che si conducano verifiche a vita illimitata o verifiche a danneggiamento. Per dettagli caratterizzati da curve S-N prive di limite di fatica ad ampiezza costante, possono essere condotte solo verifiche a danneggiamento.

Per le verifiche a vita illimitata si possono impiegare, in alternativa, il modello di carico a fatica n. 1, derivato dal modello di carico statico, che è un modello cautelativo, molto semplificato, che consente anche di considerare l'effetto d'interazione di carichi simultaneamente applicati su più corsie, o il modello di carico a fatica n. 2, che è un modello molto raffinato costituito da uno spettro di carico frequente, il quale, però, non tiene conto dell'effetto d'interazione di carichi simultaneamente applicati su più corsie.

Il modello di carico a fatica n. 1 va disposto sul ponte in modo da massimizzare il delta di tensione,

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}, \qquad (C5.1.1)$$

considerando, se necessario, disposizioni diverse per il calcolo di σ_{max} e di σ_{min}.

I veicoli del modello di carico a fatica n. 2 debbono essere disposti in asse alla corsia convenzionale n. 1, che è quella che determina l'effetto più severo nel dettaglio in esame; il delta di tensione da considerare è espresso nuovamente da (C5.1.1), essendo σ_{max} e σ_{min}, rispettivamente, le tensioni massima e minima indotte dai veicoli dello spettro. Ove effetti di interazione tra veicoli simultaneamente presenti su una o più corsie siano rilevanti, è necessario tener conto, facendo ricorso a studi specifici o a letteratura tecnica consolidata.

Per le verifiche a danneggiamento si possono impiegare, in alternativa, il modello di carico a fatica n. 3, semplificato e generalmente cautelativo, costituito da un veicolo di fatica convenzionale equivalente, e il modello di carico a fatica n. 4, costituito da uno spettro di carico equivalente (Tab. 5.1.VIII delle NTC).

Il flusso annuo di veicoli da considerare su ciascuna corsia è dato, in funzione della strada servita, nella Tab. 5.1.X delle NTC, mentre la composizione del traffico è riportata, in funzione della tipologia di traffico interessante il ponte in esame, nella Tab. 5.1.VIII.

Con assunzione estremamente cautelativa, i veicoli dei modelli di carico di fatica 3 o 4 possono essere applicati in asse alle corsie convenzionali determinate in accordo con il §5.1.3.3.2 delle NTC.

È possibile, tuttavia, adottare disposizioni più favorevoli e realistiche dei veicoli, considerando che il flusso avvenga per il 10% sulle corsie convenzionali e per il 90% sulle corsie fisiche. La posizione dei veicoli nelle corsie fisiche dovrà essere, comunque, tale da determinare nel dettaglio in esame gli effetti più severi. L'aliquota del flusso di traffico considerata sulle corsie convenzionali (10%) tiene conto del fatto che, nel corso della vita del ponte, per effetto di incidenti, congestioni di traffico, lavori di manutenzione ecc., si possano verificare modifiche o restringimenti della carreggiata, tali da determinare condizioni di flusso più severe di quelle corrispondenti al flusso sulle corsie fisiche.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si deve far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente, metodo λ. Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si può far riferimento alle norme UNI EN1992-2, UNI EN1993-2 ed UNI EN1994-2.

In prossimità di un giunto d'espansione può essere necessario considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale $\Delta\varphi_{fat}$, da applicare a tutti i carichi e dato da

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \qquad \text{[C5.1.2]}$$

dove d è la distanza della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m.

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per la valutazione della domanda relativa alla componente cinematica dei vincoli e per il calcolo della dimensione dei varchi, ovvero della distanza tra costruzioni contigue in corrispondenza delle interruzioni strutturali, si potranno prendere in conto, oltre alle combinazioni sismiche, anche le combinazioni **SLU** delle altre azioni significative per il caso in esame (ritiro, viscosità, variazioni termiche, frenatura, azione centrifuga, vento, precompressione, ecc.).

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli **SLU** della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \qquad \text{[C5.1.3]}$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \qquad \text{[C5.1.4]}$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \qquad \text{[C5.1.5]}$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \qquad \text{[C5.1.6]}$$

- Te,max e Te,min sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della Tmin e Tmax dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC.
- To è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC.
- ΔT_0 è indicato nella tabella seguente.

ΔT_0 = 5°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la misurazione accurata della temperatura della struttura e con preregolazione per effetti termici a fine costruzione.
ΔT_0 = 5°C per strutture di acciaio	
ΔT_0 = 10°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione con la stima della temperatura della struttura e

ΔT_0 = 15°C per strutture di acciaio	con preregolazione per effetti termici a fine costruzione. Per stima della temperatura della struttura si intende la valutazione secondo quanto indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5 con una accurata misura della temperatura dell'aria esterna.
ΔT_0 = 20°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls	Installazione senza alcuna preregolazione per effetti termici.
ΔT_0 = 30°C per strutture di acciaio	

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione.

$$\Delta T_{exp,k} = \Delta T_{exp} \qquad [C5.1.7]$$

$$\Delta T_{con,k} = \Delta T_{con} \qquad [C5.1.8]$$

C5.1.4.6 VERIFICA DELLE AZIONI SISMICHE

Nella progettazione sismica di manufatti che si collocano sull'intersezione di due infrastrutture lineari, caratterizzate da valori non coincidenti di V_N e C_U, per non pregiudicare il livello di sicurezza dell'infrastruttura più rilevante occorrerà progettare gli elementi strutturali delle opere di intersezione assumendo il più alto valore di V_R fra quelli determinati considerando l'opera appartenente a ciascuna delle infrastrutture interferenti.

C5.1.8 PONTI PEDONALI

Per i ponti pedonali si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m². Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2{,}50\ \mathrm{kN/m^2} \le q_{f,r} = 2{,}0 + \frac{120}{L+30} \le 5{,}00\ \mathrm{kN/m^2} \qquad [C5.1.9]$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora, per operazioni di manutenzione o di soccorso, sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso Q_{sv1}=40 kN e Q_{sv2}=80 kN , comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m ed interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

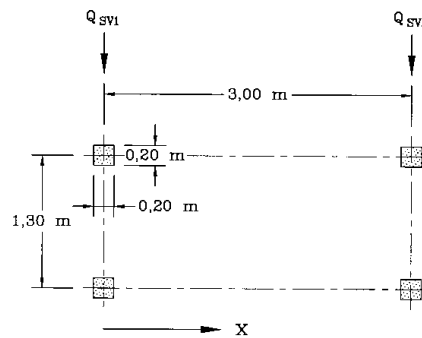



Figura C5.1.2 -*Veicolo di servizio per ponti di 3ª categoria*

C5.1.8.1 MODELLI DINAMICI PER PONTI PEDONALI

Vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.

Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort, facendo riferimento a normative e a procedure di comprovata validità.

A titolo puramente informativo si può considerare che, in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammini ecciti il ponte con un'azione periodica verticale di frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea di frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz, e che un gruppo di persone in leggera corsa ecciti il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

C5.2 PONTI FERROVIARI

C5.2.1.2 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Vale quanto detto al § C.5.1.2.3.

C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

Le azioni variabili da traffico assegnate ai §§ 5.2.2.2 e 5.2.2.3 delle NTC sono relativi alla rete ferroviaria con scartamento standard e alle linee principali.

Per ferrovie a scartamento ridotto, tramvie e linee ferroviarie leggere, metropolitane e funicolari non valgono le prescrizioni di cui sopra e le azioni debbono essere determinate caso per caso, in riferimento alle peculiarità della linea servita, sulla base di studi specifici o a normative di comprovata validità.

C5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

C5.2.2.4.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle NTC.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche le variazioni termiche uniformi da considerare, in mancanza di studi approfonditi, rispetto alla temperatura media del sito, sono da assumersi pari a quanto indicato nello stesso § 3.5.

Per la valutazione della domanda relativa alla componente cinematica dei vincoli e per il calcolo della dimensione dei varchi, ovvero della distanza tra costruzioni contigue in corrispondenza delle interruzioni strutturali vale quanto indicato al punto C.5.1.4.5.

C5.2.2.5 EFFETTI DI INTERAZIONE STATICA TRENO-BINARIO-STRUTTURA

Ai fini della determinazione degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura, di cui al § 5.2.2.5 delle NTC, si possono utilizzare i legami tra la resistenza longitudinale allo scorrimento e lo scorrimento longitudinale per metro di binario singolo, riportati nelle figure C5.2.1, C5.2.2 e C5.2.3 e relativi ai casi di posa su ballast, posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K e posa diretta con attacco elastico, rispettivamente.

Nel caso di posa su ballast, la forza di scorrimento longitudinale q, in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12,5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidezza iniziale.

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento q dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato, come descritto nel seguito. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo.

Per l'attacco tradizionale indiretto di tipo K, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta, per interasse fra le traverse di 0,6 m, 50 kN/m in assenza di carico verticale da traffico, 80 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Nel caso di posa diretta e per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0,5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidezza iniziale.

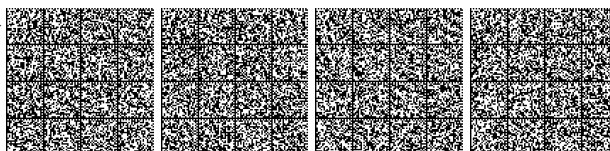
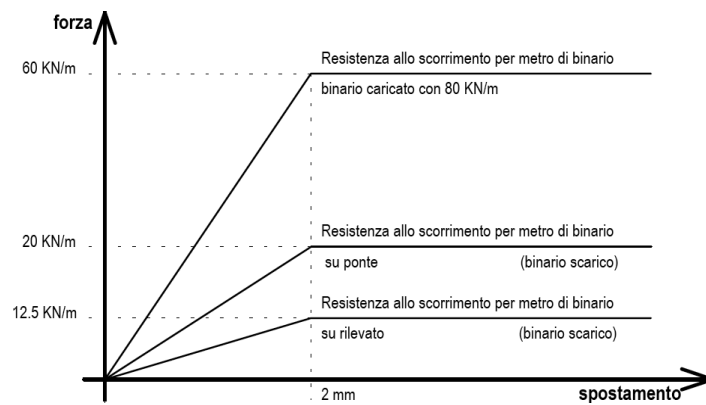



Figura C5.2.1 - *Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa su ballast)*

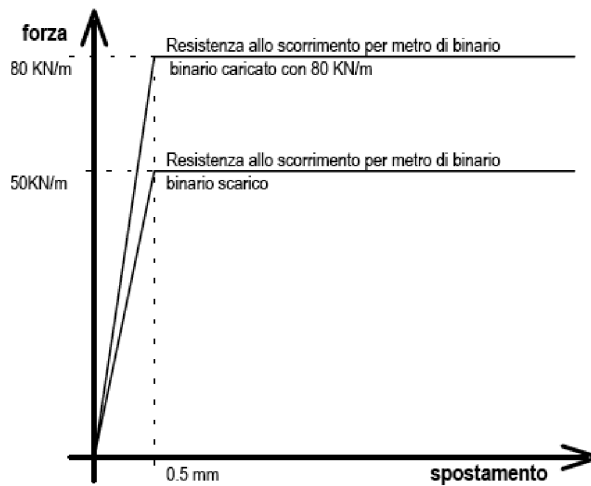



Figura C5.2.2 - *Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K)*

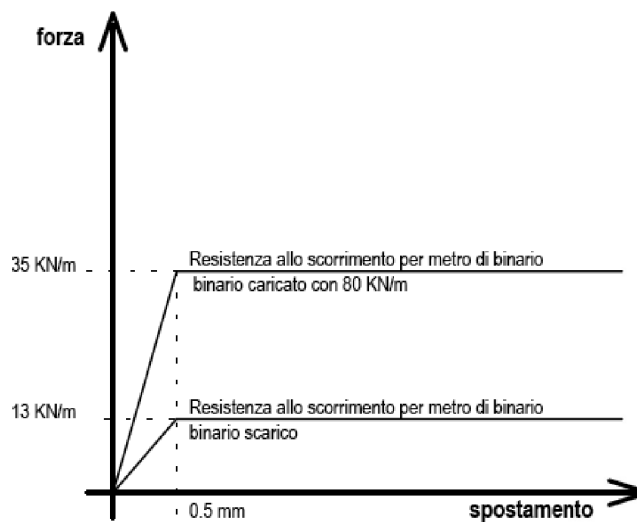



Figura C5.2.3 - *Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco elastico)*

C5.2.2.8 AZIONI SISMICHE

Nella progettazione sismica di manufatti che si collocano sull'intersezione di due infrastrutture lineari, caratterizzate da valori non coincidenti di V_N e C_U, per non pregiudicare il livello di sicurezza dell'infrastruttura più rilevante occorrerà progettare gli elementi strutturali delle opere di intersezione assumendo il più alto valore di V_R fra quelli determinati considerando l'opera appartenente a ciascuna delle infrastrutture interferenti

C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

C5.2.3.2 VERIFICHE AGLI SLU E SLE

C5.2.3.2.1 Requisiti concernenti gli SLU

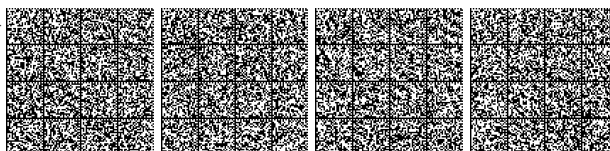
Al §5.2.3.2.1 delle NTC, il carico permanente dovuto al ballast è trattato, se sfavorevole, come un carico variabile non da traffico (v. Tabella 5.2.V delle NTC) ed è precisato che qualora se ne prevedano variazioni significative, queste dovranno essere esplicitamente considerate nelle verifiche. In quest'ultimo caso dovranno essere aumentate di conseguenza anche le masse sismiche.

C5.2.3.2.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per la definizione dei modelli di carico a fatica, si può far riferimento agli spettri e ai coefficienti dinamici riportati nella norma UNI EN 1991-2.

Per le verifiche col metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente, metodo λ, si può utilizzare il modello di carico LM71, associato ad un appropriato coefficiente dinamico.

Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello LM71, si può far riferimento alle norme UNI EN 1992-2, UNI EN 1993-2 ed UNI EN 1994-2.

La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

CAPITOLO C6.

PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali, dalla pianificazione delle indagini geotecniche fino alle verifiche di sicurezza e al monitoraggio, che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo, nonché la stabilità globale del sito nel quale ricade la costruzione.[1]

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono quindi la verifica delle condizioni di sicurezza del sito e del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

La caratterizzazione e modellazione geologica del sito, è propedeutica all'impostazione della progettazione geotecnica, soprattutto quando si tratti di opere infrastrutturali a grande sviluppo lineare o che investano aree molto estese; esse derivano da studi geologici, basati anche sugli esiti di specifiche indagini.

Le indicazioni e le prescrizioni riportate in questo Capitolo devono intendersi come integrative delle analoghe indicazioni e prescrizioni che si riferiscono alla progettazione geotecnica in condizioni sismiche di cui ai §§ 3.2 e 7.11.

C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La relazione geologica, estesa ad un ambito significativo e modulata in relazione al livello progettuale, alle caratteristiche dell'opera e del contesto in cui questa si inserisce, descrive il modello geologico, definito sulla base di specifiche indagini e prove.

Tale relazione, che comprende quanto previsto al § 6.2.1 delle NTC, tiene conto dei seguenti aspetti:

- caratteristiche geologiche e successione stratigrafica locale (assetti litostrutturalie stratigrafici, stato di alterazione e fessurazione, distribuzione spaziale e rapporti tra i vari corpi geologici);
- caratteristiche geo-strutturali dell'area di studio e principali elementi tettonici presenti;
- processi morfoevolutivi e principali fenomeni geomorfologici presenti, con particolare riferimento a quelli di frana, individuandone stato e tipo di attività, di erosione e di alluvionamento;
- caratteristiche idrogeologiche del sito e schema di circolazione idrica superficiale e sotterranea;
- risultati dello studio sismo-tettonico;
- assetti geologici finalizzati alla valutazione degli effetti di sito sismoindotti.

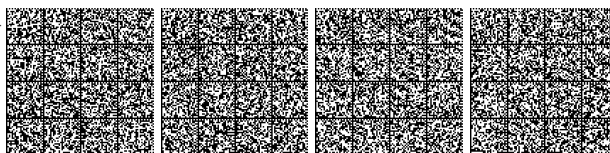
La relazione geologica sarà corredata dai relativi elaborati grafici, quali: carte geologiche, idrogeologiche(con eventuale schema di circolazione idrica sotterranea) e geomorfologiche,sezioni geologiche, planimetrie e profili utili a rappresentare in dettaglio aspetti significativi, schema geologico di dettaglio alla scala dell'opera, carte dei vincoli geologico-ambientalie rapporto tecnico sulle indagini pregresse ed eseguite, corredate da una planimetria con la loro ubicazione.

Il piano delle indagini nell'area di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo. Gli studi svolti devono condurre ad una valutazione delle

---

[1] Il primo passo della progettazione geotecnica riguarda le scelte tipologiche (ad esempio il sistema di fondazione) e la pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica di terreni o rocce compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 delle NTC; indagini geotecniche, stati limite e metodi di analisi sono intrinsecamente connessi. La caratterizzazione meccanica dei terreni deve infatti tenere conto del loro carattere tipicamente non lineare, anche a piccole deformazioni, del possibile comportamento fragile, della dipendenza dai percorsi tensionali, degli effetti di scala così come delle fasi costruttive e delle modalità esecutive. È dunque compito e responsabilità del progettista definire il piano delle indagini geotecniche e, sulla base dei risultati ottenuti, individuare i modelli geotecnici di sottosuolo più appropriati alla tipologia di opera e/o intervento, tenendo conto delle tecnologie e delle modalità costruttive previste.

In definitiva, alla luce degli studi geologici, il progettista definisce le scelte tipologiche dell'opera, i materiali da costruzione, le modalità e le fasi esecutive, programma le indagini geotecniche per stabilire i modelli geotecnici di sottosuolo ed effettua le verifiche agli stati limite; se ritenuti necessari a questi fini può richiedere approfondimenti dello studio geologico con ulteriori indagini e accertamenti che concorrano a una migliore definizione del modello geologico.

Pur concorrendo entrambe alla progettazione di un'opera, le indagini per la definizione del modello geologico e le indagini geotecniche sono concettualmente diverse tra loro sia perché interessano generalmente aree e volumi diversi sia perché hanno finalità diverse. Le prime, infatti, riguardano aree e volumi di sottosuolo più ampi e sono finalizzate alla definizione del modello geologico. Le seconde interessano generalmente aree e volumi più ridotti (i volumi significativi) e sono finalizzate alla definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo specifici per la singola opera e/o per parti di essa, che comprendono l'identificazione e la valutazione quantitativa dei parametri geotecnici necessari alle relative verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio. Definito il quadro geologico di riferimento, le indagini geotecniche, logicamente consequenziali, sono programmate dal progettista sulla base della conoscenza dell'opera e dei suoi possibili stati limite.

pericolosità geologiche presenti e devono essere finalizzati alla definizione della compatibilità geologica con le peculiarità dell'opera da realizzare.

C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Stabilito il volume significativo di terreno coinvolto dall'opera in progetto (definito nel § 6.2.2 delle NTC), l'obiettivo delle indagini è di giungere alla definizione del modello geotecnico ovvero a uno schema rappresentativo del volume significativo stesso, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico.

A tal fine devono essere definiti la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali e gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché i valori caratteristici dei parametri geotecnici; questi ultimi da intendersi come stime cautelative dei singoli parametri per ogni stato limite considerato.

Per le costruzioni di opere in materiali sciolti devono essere definite le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione.

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi richiede inoltre l'individuazione delle famiglie (o dei sistemi) di discontinuità presenti e la definizione della loro giacitura (orientazione) e spaziatura. Sono anche descritte le seguenti caratteristiche delle discontinuità: forma, apertura, estensione, scabrezza, riempimento.

Le indagini sono estese ed approfondite in modo da risultare adeguate a tutte le diverse fasi di sviluppo del progetto e comprendono quanto necessario per la definizione dell'azione e l'analisi delle opere in condizioni sismiche secondo quanto prescritto ai §§3.2.2 e 7.11.2.

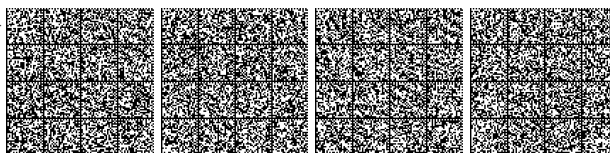
Opere che interessino grandi aree e che incidano profondamente sul territorio richiedono l'accertamento della fattibilità secondo i criteri di cui al § 6.12 delle NTC.

Nel caso di opere di notevole rilevanza e complessità o che interessino terreni dalle caratteristiche meccaniche scadenti è opportunoeffettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione, predisponendo un programma di osservazioni e misure commisurato all'importanza dell'opera e alla complessità della situazione.

C6.2.2.1 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE IN SITO

Nel rispetto delle indicazioni generali innanzi precisate, a titolo indicativo e non esaustivo, nella Tabella C6.2.I si elencano i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

Tabella C6.2.I - *Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito*

Stratigrafia		Trincee Pozzi Cunicoli Sondaggi a carotaggio continuo Prove penetrometriche Indagini di tipo geofisico (*)
Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio Prove di tipo geofisico (*)
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio

		Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
(*) Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW o MASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica

La scelta dei mezzi di indagine è effettuata in fase di pianificazione e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa, modificando ed integrando le scelte iniziali, se necessario.

Gli eventuali scavi, cunicoli o trincee realizzati a scopo esplorativosono realizzati in modo da non causare apprezzabili modifiche alla situazione esistente, sia dal punto di vista statico, sia da quello idraulico.

Le indagini di tipo tradizionale (sondaggi, prove penetrometriche, piezometri, ecc.), sono frequentemente integrate da indagini di tipo geofisico. In questo caso, i risultati delle indagini geofisiche sono interpretati alla luce dei risultati ottenuti dalle altre indagini di tipo tradizionale, con l'obbiettivo di ottenere un quadro sperimentale coerente ed unitario.

Generalmente le indagini di tipo geofisico inducono nei terreni deformazioni molto piccole; pertanto i risultati ottenuti non sono immediatamente utilizzabili nelle analisi geotecniche di stati limite che diano luogo a livelli deformativi più elevati, a meno che non si utilizzino modelli costitutivi del terreno che tengano conto della dipendenza della rigidezza dal livello deformativo o come dato di base per valutare la rigidezza operativa dei terreni.

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche in sito sono documentati con:

- una planimetria con la collocazione delle verticali di indagine;
- indicazioni su tipologia e caratteristiche delle attrezzature impiegate;
- i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;
- i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- i risultati delle prove e delle misure eseguite in sito e in laboratorio;
- le notizie di eventi particolari verificatisi durante lo svolgimento delle indagini e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.

C6.2.2.2 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Le prove geotecniche di laboratorio integrano le prove in sito e, a seconda del tipo di terreno, permettono di ricavare alcuni valori delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. La possibilità di ricavare grandezze fisiche e meccaniche da prove di laboratorio dipende dal grado di disturbo dei campioni di terreno prelevati che è funzione, a sua volta, del tipo di terreno e delle tecniche di campionamento. Per terreni ad elevata permeabilità, la qualità dei campioni prelevabili con le tecniche usuali di campionamento non permette la caratterizzazione meccanica in laboratorio ma solo la determinazione di alcune grandezze fisiche. In questi casi i parametri meccanici devono essere ricavati dalle prove in sito. Di contro, per terreni saturi a grana fine (di bassa permeabilità), le prove di laboratorio costituiscono il solo mezzo per la determinazione dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci.

Le prove sui terreni utilizzati come materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni rappresentativi dei materiali disponibili, preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste e alla destinazione del manufatto.

I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle procedure sperimentali adottate.

C6.2.2.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

I risultati delle indagini e delle prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, sono interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve

individuare i valori caratteristici dei parametri geotecnici per le analisi e le verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio.

C6.2.2.4 VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento alle diverse verifiche da effettuare (ad esempio, ai diversi tipi di meccanismi di collasso del terreno nel caso di verifiche SLU).

A titolo di esempio, nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante (stato critico), poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, implicano il rimaneggiamento del terreno. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento.

Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento alla resistenza al taglio del terreno intatto, considerando, quando appropriato, anche il contributo della coesione efficace.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato. È questo il caso, ad esempio, delle verifiche SLU dei pali in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali, nelle quali per la determinazione del contributo di resistenza alla punta è appropriata la valutazione del valore caratteristico della resistenza non drenata mediante una media locale effettuata nel volume di terreno interessato dal meccanismo di collasso indotto dalla punta stessa.

C6.2.2.5 RELAZIONE GEOTECNICA

La relazione geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

I contenuti della relazione geotecnica, modulati in relazione alla fase progettuale, al tipo di opera ed al contesto in cui essa si inserisce, sono indicativamente i seguenti:

- descrizione del sito, delle opere e degli interventi;
- valutazione della pericolosità ambientale (stabilità del territorio in condizioni statiche e sismiche);
- risposta sismica locale;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- identificazione degli stati limite per le opere in progetto e metodi di analisi;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo con indicazione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici;
- risultati delle analisi;
- confronto dei risultati con le prestazioni previste per le opere;
- prescrizioni sulle modalità costruttive;
- eventuale piano di monitoraggio in corso d'opera e in esercizio.

La relazione è inoltre corredata da una planimetria con l'ubicazione delle indagini, sia quelle appositamente effettuate, sia quelle di carattere storico e di esperienza locale eventualmente disponibili, dalla documentazione sulle indagini in sito e in laboratorio, da un numero adeguato di sezioni stratigrafiche con indicazione dei profili delle grandezze misurate (resistenza alla punta di prove penetrometriche, altezze piezometriche, valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, ecc.).

Nel caso di impiego del metodo osservazionale di cui al § 6.2.5 delle NTC, la relazione geotecnica comprende la descrizione delle possibili soluzioni progettuali alternative, con le relative verifiche, e la specificazione dei parametri di controllo per l'adozione di una delle soluzioni previste e dei relativi limiti di accettabilità. A questo fine, il piano di monitoraggio include l'individuazione della specifica strumentazione di controllo e la definizione delle procedure di acquisizione, archiviazione ed elaborazione delle misure.

C6.2.3 FASI E MODALITÀ COSTRUTTIVE

La definizione, nel progetto, delle fasi esecutive di cui al § 6.2.3 delle NTC, comprende anche l'individuazione dei connessi stati limite ultimi e di esercizio.

C6.2.4 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Conseguentemente ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

C6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata delle UNI EN 1990, sono così identificati:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido;

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione e tutti gli altri elementi strutturali che eventualmente interagiscono con il terreno;

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento);

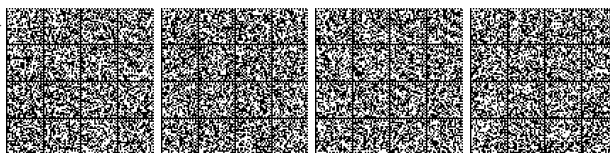
HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

Nei paragrafi successivi questi stati limite sono specificati per i diversi tipi di opere e sistemi geotecnici. Tra gli stati limite **GEO** si possono menzionare, a mero titolo di esempio, gli stati limite che riguardano la capacità portante del complesso fondazione terreno e lo scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali e muri di sostegno, la rotazione intorno a un punto di una paratia a sbalzo o con un livello di vincolo, ecc. In questi casi si esegue, di fatto, una verifica del sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso che può implicare anche la plasticizzazione degli elementi strutturali (è il caso, ad esempio, della resistenza a carico limite sotto forze trasversali dei pali di fondazione.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi strutturale e geotecnico, la Norma individua per ogni opera e per ogni stato limite l'approccio progettuale a cui fare riferimento, privilegiando per quanto possibile l'Approccio 2, anche per la semplificazione conseguente all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali, così come riportato nelle NTC.

Il riferimento all'Approccio 1 è stato tuttavia mantenuto in quei casi per i quali può manifestarsi qualche ambiguità, non risolvibile a priori, sugli effetti delle azioni permanenti nelle verifiche di tipo geotecnico.

Per consentire l'impiego più appropriato dell'Approccio 1, è opportuno richiamare i due presupposti fondamentali sui quali sono basate le verifiche rispetto a **SLU** di tipo geotecnico e di tipo strutturale in entrambi gli approcci progettuali:

1) le verifiche **SLU** di tipo geotecnico hanno lo scopo di controllare che l'opera sia dimensionata in modo da garantire un adeguato margine di sicurezza nei riguardi della formazione di uno o più meccanismi di collasso del terreno, che eventualmente possono coinvolgere anche gli elementi strutturali. Il controllo si esercita mediante la fattorizzazione delle azioni e delle resistenze nell'Approccio 2 e delle sole azioni variabili e dei parametri di resistenza nell'Approccio 1 combinazione A2+M2+R2;
2) le verifiche **SLU** di tipo strutturale fanno sempre riferimento al raggiungimento locale della resistenza di progetto e, per questo motivo, richiedono la verifica delle singole sezioni. Una verifica di questo genere, per opere che interagiscano con il terreno, non può che scaturire da un'analisi d'interazione del sistema terreno-struttura, in cui svolge un ruolo preminente la rigidezza di entrambi i componenti del sistema. Nello studio dell'interazione terreno-struttura effettuata con modelli costitutivi non lineari dei terreni, spesso utilizzati nelle analisi numeriche geotecniche, la rigidezza del

terreno dipende anche dalle caratteristiche di resistenza e sarebbe alterata in presenza di una loro fattorizzazione con coefficienti parziali. Inoltre, in tali analisi, la fattorizzazione dei soli parametri di resistenza modificherebbe il rapporto rigidezza-resistenza del terreno alterando la distribuzione delle tensioni di contatto. Per queste ragioni le analisi d'interazione devono pertanto essere effettuate senza alcuna fattorizzazione di questi parametri, impiegando quindi i loro valori caratteristici. Anche la fattorizzazione dei carichi non è possibile in queste analisi poiché comporterebbe un'artificiosa alterazione delle condizioni di plasticizzazione del terreno e, conseguentemente, una irrealistica ridistribuzione delle tensioni di contatto. Le analisi d'interazione devono essere svolte impiegando i valori caratteristici anche delle azioni. Il margine di sicurezza è poi introdotto fattorizzando opportunamente le sollecitazioni risultanti dall'analisi d'interazione. Poiché nelle verifiche strutturali si adottano sempre valori unitari dei coefficienti γ_R, che fattorizzano la resistenza, questo procedimento è comune sia all'Approccio 1 combinazione A1+M1+R1 sia all'Approccio 2.

La Combinazione A2+M2+R2 dell'Approccio 1 è la sola che deve essere utilizzata per le verifiche di stabilità globale della parte di sottosuolo su cui insistono le opere di fondazione e di sostegno, nonché per le verifiche della stabilità dei fronti di scavo e dei paramenti delle opere di materiali sciolti.

Lo stato limite di ribaltamento dei muri di sostegno è compreso nelle verifiche **GEO**, da condurre con l'Approccio 2, diversamente da quanto previsto nelle **NTC08** nelle quali era trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (**EQU**). Questa scelta è stata effettuata per evitare che la verifica a ribaltamento richieda una differente determinazione della spinta rispetto a quella da utilizzare per le verifiche a scorrimento e a carico limite. Le verifiche **EQU**, ai fini geotecnici, sono limitate al ribaltamento di strutture fuori terra, quali ciminiere, cartelloni pubblicitari, torri, ecc., rispetto ad una estremità della fondazione.

C6.2.4.2 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

Gli stati limite **UPL** e **HYD** si riferiscono a stati limite ultimi di tipo idraulico (§ 6.2.4.2 NTC). Ad esempio, gli stati limite di sollevamento per galleggiamento di strutture interrate (parcheggi sotterranei, stazioni metropolitane, ecc.) o di opere marittime devono essere trattati come stati limite di equilibrio **UPL**. Al contrario, lo stato limite di sifonamento al quale corrisponde l'annullamento delle tensioni efficaci e che può essere prodotto da moti di filtrazione diretti dal basso verso l'alto, devono essere trattati come stati limite **HYD**.

Gli stati limite **HYD** sono stati trattati diversamente rispetto alle precedenti norme tecniche, semplificando il procedimento nelle situazioni più frequenti di frontiera di efflusso libera o con un carico imposto.

C6.2.4.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

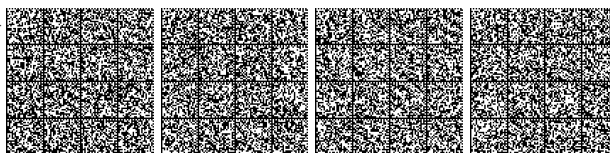
Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono generalmente al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI

C6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Nel caso della stabilità dei pendii naturali che siano interessati da movimenti franosi, potenziali o in atto, la cui scala di riferimento sia quella del singolo pendio, vale quanto nel seguito riportato.

Nello studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali sono presi in considerazione almeno i seguenti fattori:

- le caratteristiche geologiche e gli assetti geologico-strutturali del sito;
- gli assetti geomorfologici e l'evoluzione morfologica;
- la sismicità dell'area e le evidenze di fenomeni di instabilità pregressi sismo-indotti;
- le condizioni climatiche ed in particolare la distribuzione nel tempo degli eventi meteorici significativi;
- gli assetti idrogeologici;
- il regime idrico superficiale;
- le caratteristiche geometriche del pendio;
- le caratteristiche cinematiche della frana;
- il regime delle pressioni interstiziali e delle pressioni dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce costituenti il pendio e quelle che caratterizzano le discontinuità;
- peso proprio e azioni applicate sul pendio.

A questo fine deve essere predisposta una serie di indagini, anche distribuite nel tempo, per identificare, come verrà più dettagliatamente illustrato nel seguito, il modello geologico di riferimento e i modelli geotecnici necessari per le verifiche di sicurezza e per la progettazione degli interventi.

La sequenza delle indagini e la scelta della relativa strumentazione di indagine e di controllo devono conseguire da osservazioni e rilievi di carattere preliminare che permettano di definire il tipo di frana, in atto o potenziale, e il suo stato attuale. A questo fine è utile acquisire innanzitutto i dati già disponibili, qualora esistano, riguardanti l'evoluzione della frana e gli eventuali effetti sui manufatti esistenti.

Le indagini e gli accertamenti devono essere rivolti dapprima all'individuazione dei caratteri geometrici e cinematici della frana, con scelte calibrate in base al tipo di fenomeno e al suo stato. Devono essere inoltre finalizzati anche alla ricostruzione lito-stratigrafica del versante e alla caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi coinvolti nel fenomeno franoso.

Tra le indagini assumono interesse preminente, per la marcata influenza che tale aspetto ha spesso sulle condizioni di stabilità, quelle finalizzate alla ricostruzione del regime delle pressioni interstiziali, da perseguire alla luce dell'inquadramento idrogeologico del sito, con strumentazione adatta a misure puntuali e all'impiego nei terreni in studio. La stabilità di un versante è infatti spesso controllata dal regime delle pressioni interstiziali e dalle sue variazioni nel tempo; tali variazioni non richiedono necessariamente la presenza di flussi di acqua significativi.

C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Lo studio geologico di un pendio naturale, finalizzato alla valutazione delle condizioni di stabilità, consiste nella definizione dell'assetto lito-strutturale, geomorfologico e idrogeologico del versante al fine di identificare i meccanismi e i cinematismi di rottura attuali o potenziali, nonché le possibili cause.

Con tali riferimenti viene definito l'ambito geomorfologico significativo che corrisponde a quella porzione di territorio, identificabile cartograficamente sul terreno e delimitabile anche in profondità, nella quale sussistano assetti predisponenti ad una specifica tipologia di movimento franoso ed in cui i processi morfo-evolutivi di versante/fondovalle possano interferire direttamente o indirettamente con l'area d'interesse.

L'obiettivo dello studio geologico di un versante è, pertanto, quello di costruire un modello geologico finalizzato, oltre che alla illustrazione dei predetti assetti, anche alla conoscenza delle condizioni evolutive che hanno prodotto l'attuale assetto lito-strutturale, idrogeologico e geomorfologico, con connessa analisi dettagliata dello stato e tipo di attività delle eventuali instabilità presenti. La ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e strutturale del versante deve integrare, in una specifica modellazione, sia rilievi di superficie sia indagini specifiche del sottosuolo.

L'evoluzione di un versante naturale, e di conseguenza anche la sua stabilità, può essere condizionata da situazioni geologiche locali non riportate nella cartografia geologica o non visibili in superficie, che richiedono, quindi, una caratterizzazione geologica di dettaglio. Pertanto, dovrà essere posta particolare attenzione:

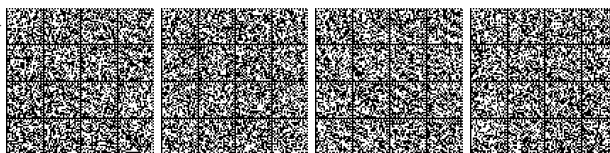
- alla presenza di specifici assetti che inducono condizioni di suscettibilità a movimenti franosi;
- alla presenza e alla giacitura di intercalazioni anche sottili di litotipi a minore resistenza;
- alla sovrapposizione stratigrafica o tettonica di litotipi con differenti caratteristiche litologiche, idrogeologiche e geostrutturali;
- al grado di alterazione degli ammassi rocciosi;
- all'esistenza di discontinuità ad elevata persistenza ed all'eventuale materiale di riempimento.

Nel caso di presenza di eventi di frana nell'area di specifico interesse, i dati scaturenti dalle attività di indagine, sia di superficie sia in profondità, dovranno condurre ad una dettagliata ricostruzione dell'evento nelle tre dimensioni attraverso specifiche planimetrie (carta della frana) e sezioni illustrative. Soprattutto quando si è in presenza di eventi attivi può essere necessario integrare i dati dei rilievi con misure di spostamento superficiale o profondo del pendio e con i dati di monitoraggio più in generale, al fine di validare il modello geologico.

C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Tenendo conto del modello geologico di riferimento, lo studio geotecnico di un pendio è finalizzato all'identificazione del suo modello geotecnico ed implica:

- la definizione dei caratteri geometrici e cinematici dell'eventuale corpo di frana;
- l'acquisizione dei dati necessari alle analisi, quali le caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni o delle rocce presenti;
- la valutazione del comportamento delle discontinuità e del regime delle pressioni interstiziali.

Ricostruito il modello geotecnico del pendio, lo studio geotecnico si completa con la valutazione delle condizioni di stabilità attuali e future, in relazione alla realizzazione di nuovi manufatti e in base anche alle possibili evoluzione delle condizioni climatiche e ambientali, con il dimensionamento degli eventuali interventi di stabilizzazione e la programmazione del piano di monitoraggio.

Nel caso di pendii costituiti da terreni, le verticali di indagine devono essere preferibilmente allineate lungo una o più sezioni longitudinali del pendio ed essere opportunamente spaziate per ottenere informazioni sufficienti lungo tutta l'estensione del pendio e nell'ambito delle profondità significative per il fenomeno in atto o potenziale.

Per i pendii in frana attiva, le indagini devono definire la posizione e la forma della superficie di scorrimento. A tal fine si deve provvedere alla misura degli spostamenti in superficie e in profondità. Queste misure devono permettere la determinazione dell'entità degli spostamenti e del loro andamento nel tempo, da porre eventualmente in relazione al regime delle pressioni interstiziali e a quello delle precipitazioni atmosferiche. Gli spostamenti in profondità devono essere riferiti a quelli misurati in superficie, avendo cura, ad esempio, di eseguire il rilievo topografico della testa degli inclinometri ogni volta che si effettuino le corrispondenti misure.

La caratterizzazione geotecnica del pendio richiede la determinazione sperimentale delle proprietà meccaniche e idrauliche dei terreni attraverso prove in situ e in laboratorio. In presenza di terreni a grana fina, le prove di laboratorio sono soprattutto necessarie per la determinazione dei parametri di resistenza.

La definizione del modello geotecnico può essere utilmente orientata a seconda che si sia in presenza di una frana o di un pendio naturale del quale occorra valutarne la stabilità. Nel primo caso, il riconoscimento della superficie di scorrimento fornisce indicazioni essenziali per l'ubicazione dei piezometri. Inoltre, poiché il fenomeno in atto comporta il valore unitario del coefficiente di sicurezza, tramite delle analisi a ritroso è possibile calibrare i valori dei parametri di resistenza del terreno compreso nella fascia di scorrimento. Nel secondo caso, invece, questa calibrazione non è possibile, essendo incognito il coefficiente di sicurezza, e la scelta dei valori dei parametri di resistenza non può che scaturire dall'interpretazione dei risultati delle prove di laboratorio e di quelle in sito.

Il regime idrico, superficiale e profondo, gioca un ruolo molto importante sulla stabilità di un pendio perché la sua conoscenza permette di definire le condizioni idrauliche al contorno nell'identificazione della rete idrodinamica.

Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo deve essere ricostruito con adeguata approssimazione mediante misure puntuali effettuate con piezometri, da posizionare tenendo conto che una distribuzione disomogenea della permeabilità può influenzare apprezzabilmente la rete idrodinamica con notevoli riflessi sulla distribuzione delle pressioni interstiziali e quindi sulle condizioni di stabilità del pendio. A questo fine, è in genere appropriato l'impiego di piezometri a circuito aperto tipo Casagrande, purché si tenga opportunamente conto della loro prontezza, utili anche per la valutazione in sito delle caratteristiche di permeabilità dei terreni. Piezometri a circuito chiuso, con registrazione automatica delle misure, possono essere impiegati in situazioni di particolare importanza e complessità, che richiedano un monitoraggio protratto a lungo nel tempo. I piezometri devono essere installati in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio e alla posizione presunta della superficie di scorrimento, potenziale o effettiva. Per rilevare le variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel tempo è necessario effettuare il rilievo per un periodo di tempo di durata significativa. La ricostruzione del regime idrico nelle zone di sottosuolo non saturo implica in genere misure tensiometriche.

Alcuni tipi di frane, quali le colate di fango indotte da fenomeni meteorologici intensi o persistenti in terreni non saturi, con attivazione pressoché immediata ed effetti talvolta catastrofici devono essere studiati con riferimento a specifici ed appropriati modelli interpretativi.

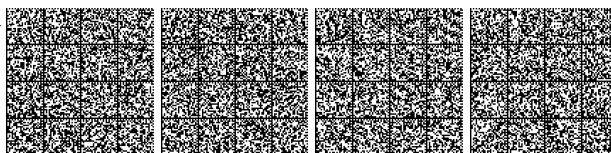
Nei pendii in roccia si devono effettuare rilievi della struttura dell'ammasso roccioso con individuazione delle principali discontinuità, definite da posizione, giacitura e persistenza. Si deve procedere, poi, alla caratterizzazione meccanica della resistenza a taglio delle discontinuità, che è influenzata dalla rugosità della superficie, dalla resistenza a compressione della roccia in prossimità della superficie stessa, dalla presenza di materiale di riempimento, e così via.

C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si eseguono utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza congruenti con lo stato e l'evoluzione del cinematismo della frana, facendo riferimento, nelle situazioni più frequenti, ai valori dei parametri di resistenza di post-picco o, nel caso di possibile riattivazione di frane preesistenti, ai valori residui. Il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza unitaria al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento (esistente o potenziale) e lo sforzo di taglio mobilitato lungo di essa. Il suo valore minimo deve essere scelto e motivato dal progettista in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti, alla validità del modello di calcolo utilizzato, nonché al livello di protezione che si vuole garantire e che è funzione delle conseguenze di un eventuale fenomeno franoso. È necessario inoltre adottare valori cautelativi delle pressioni interstiziali nelle verifiche di sicurezza.

Le verifiche devono essere eseguite anche per le combinazioni sismiche previste dalle **NTC**, secondo quanto disposto nel § 7.11 delle **NTC** stesse.

C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di

stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.

Se un pendio è interessato da una nuova costruzione, il progettista deve verificare la stabilità del pendio prima della realizzazione dell'opera, quantificandone il coefficiente di sicurezza nelle condizioni più critiche. Se in queste condizioni il valore del coefficiente di sicurezza è giudicato adeguato alla nuova costruzione si procede alle verifiche dell'opera, valutandone anche la stabilità globale secondo quanto prescritto nel §6.8.2. Il progettista deve poi rianalizzare la stabilità del pendio tenendo conto della presenza della nuova costruzione e controllando che il valore del coefficiente di sicurezza non risulti inferiore al valore ottenuto con l'analisi effettuata prima della costruzione dell'opera. In caso contrario, è necessario predisporre interventi di stabilizzazione del pendio per riportarne il margine di sicurezza finale almeno pari a quello precedente la realizzazione della nuova opera.

Nel caso di frane di ampie dimensioni, per le quali non sempre è possibile giungere alla stabilizzazione, gli interventi possono essere progettati con il fine di rallentare l'evoluzione dei fenomeni in atto. In tal caso, l'efficacia di un intervento sul pendio deve essere valutata in termini di riduzione della pericolosità. Poiché l'obiettivo finale è la mitigazione del rischio per la vita umana e per le proprietà, in alcuni casi possono essere concepiti interventi di protezione (reti paramassi, vasche di accumulo, ecc.), che non incidono sulla pericolosità dell'evento franoso ma sulla protezione di persone e cose.

C6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il piano dei controlli e di monitoraggio dei pendii è parte integrante del piano di indagini ed è uno strumento essenziale per validare le ipotesi sulla sicurezza del pendio e l'efficacia degli interventi di stabilizzazione. In situazioni particolari, il monitoraggio continuo del pendio è funzionale alla gestione della sicurezza dei manufatti presenti e rappresenta un metodo per la mitigazione del rischio rispetto ai fenomeni di instabilità per frana.

Il primo obiettivo del monitoraggio è quello di fornire un quadro di riferimento del comportamento del pendio prima di attuare un intervento di stabilizzazione. Si dovranno a questo fine installare dispositivi che permettano di misurare l'evoluzione di grandezze fisiche significative quali spostamenti, superficiali e profondi, e pressioni interstiziali. Le misure dovranno essere messe in relazione con i dati di natura meteoclimatica resi disponibili da stazioni di osservazione presenti nella zona, ovvero installate appositamente.

Quando possibile, il monitoraggio del pendio si avvale delle informazioni sullo stato di deformazione e/o fessurazione di manufatti presenti. In tal caso è necessario conoscere l'organizzazione strutturale del manufatto con particolare riferimento alla tipologia e profondità delle fondazioni.

Il controllo del pendio nel corso del tempo ed a seguito di un intervento di stabilizzazione si esegue attraverso il monitoraggio delle grandezze fisiche significative ai fini della mitigazione del rischio di instabilità o di danneggiamento dei manufatti e dei beni esistenti. Tipiche grandezze fisiche da monitorare sono:

- parametri ambientali (piogge, temperatura, neve);
- accelerazioni sismiche al suolo;
- pressioni interstiziali e suzioni (nei terreni insaturi);
- spostamenti assoluti di punti sulla superficie e in profondità;
- spostamenti relativi tra punti interni ad un eventuale corpo di frana;
- deformazioni di elementi strutturali.

Il sistema di controllo da mettere in opera dovrà essere progettato in relazione alla pericolosità del fenomeno e al rischio ad essa connesso. Il rischio deve poi essere differenziato tra rischio per le cose e rischio per la vita umana. Quest'ultimo è anche funzione della velocità di sviluppo dell'evento franoso. Pertanto, nei casi di fenomeni di crollo potenziale, per limitare il rischio per la vita umana il monitoraggio dovrà essere continuo.

La tipologia dei fenomeni franosi attesi condiziona la frequenza e le modalità di misura. Tenuto conto della particolarità dell'ambiente fisico in cui si deve svolgere il monitoraggio, la disposizione della strumentazione ed il numero dei sensori, dovranno essere scelti in base a principi di ridondanza ed affidabilità del sistema complessivo.

C6.4 OPERE DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono distinte in fondazioni superficiali, o dirette (ad es.: plinti, travi, platee), e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni).

C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso.

Il progetto delle fondazioni prevede le sequenze progettuali evidenziate nel § 6.2 delle NTC che vanno dalla scelta del sistema di fondazione, alla pianificazione delle indagini e delle prove per la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, definito nel § 6.2.2 delle NTC, alle analisi e al dimensionamento geotecnico delle opere, nonché alle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

In relazione alle diverse fasi sopraccitate occorre almeno considerare:

a) ***Terreni di fondazione:***

- *Profondità del volume significativo*

  Nel caso di fondazioni superficiali la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di $b \div 2b$, dove b è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto.

  Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di $0.5b \div b$.

  Profondità maggiori dovranno essere indagate in presenza di terreni molto compressibili o di cavità o per costruzioni molto sensibili ai cedimenti assoluti e differenziali.

- *Stratigrafia, regime delle pressioni interstiziali e grandezze fisiche e meccaniche e idrauliche dei terreni nel volume significativo.*

b) ***Opere in progetto:***

- dimensioni dell'opera;
- caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento ai possibili cedimenti differenziali;
- sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera (fasi costruttive);
- distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti dai sovraccarichi, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

c) ***Fattori ambientali:***

- caratteri morfologici del sito;
- deflusso delle acque superficiali;
- presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

Qualora non si adotti un'unica tipologia di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti.

Nel caso di opere in alveo ed a mare, o in bacini naturali e artificiali caratterizzati dalla presenza di correnti e/o moto ondoso, è necessario considerare la configurazione e la possibile evoluzione del fondo oltre ai fenomeni erosivi localizzati in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto.

Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni. In questi casi è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua realizzazione. Nel caso in cui siano previsti scavi per impostare le nuove fondazioni si dovrà porre ulteriore attenzione alla scelta e al dimensionamento degli scavi e delle opere di sostegno, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

La progettazione di manufatti in pendii in frana, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, o la verifica di manufatti esistenti, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione. A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle **NTC**.

Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati.

Per tutti i sistemi di fondazione, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio.

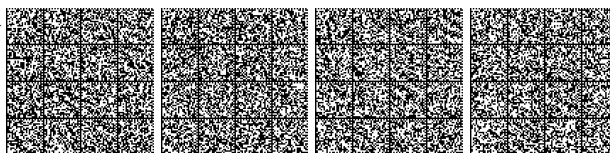
Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (**STR**).

Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni, nelle NTC, è considerato il solo Approccio 2 richiamato nel § C6.2.4.

C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Criteri di progetto

È opportuno che i piani di posa di tutte le fondazioni di uno stesso manufatto siano posti alla stessa quota. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, dovranno essere verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e devono perciò essere adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime.

Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al §7.11.5.3.1.

Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto.

C6.4.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nella condizione di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'effetto dell'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del complesso terreno-fondazione.

La resistenza di progetto a carico limite è funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione, di fattori geometrici (profondità del piano di posa, dimensioni della fondazione, inclinazione del piano di posa e della superficie limite, ecc.), delle condizioni di drenaggio (condizioni non drenate o condizioni drenate), della presenza della falda idrica, delle caratteristiche dell'azione di progetto (inclinazione e eccentricità), del meccanismo di raggiungimento della condizione ultima (rottura generale, punzonamento) e così via.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancolate, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza strutturale degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR). In questo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI GEOTECNICI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per la stabilità globale l'analisi deve essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II, dei gruppi A2 per le azioni di progetto derivanti dalle analisi strutturali ed M2 per i parametri di resistenza del terreno; la resistenza globale del sistema deve essere ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2 riportati nella tabella §6.8.I .

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'Approccio 2. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 riportati in tab. 6.4.I.

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STRUTTURALI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (**STR**), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Si deve fare riferimento all'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), assumendo γ_R=1.

C6.4.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La scelta e il dimensionamento del sistema di fondazione deve scaturire anche dalla verifica che gli spostamenti del terreno, assoluti e differenziali, immediati e differiti nel tempo, siano compatibili con la costruzione in progetto.

Nel caso in cui la nuova costruzione possa influire sul comportamento statico e/o sulla funzionalità di manufatti adiacenti, la verifica suesposta deve essere estesa a questi ultimi.

A questi fini, devono essere impiegati metodi e modelli di comprovata validità per la valutazione del campo di spostamenti del terreno indotti dalla costruzione in progetto. Conseguentemente, il modello geotecnico di sottosuolo deve comprendere la caratterizzazione della rigidezza dei terreni, valutata in corrispondenza delle deformazioni attese, e, nei terreni a grana fina, anche delle caratteristiche di compressibilità e permeabilità.

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari.

C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali).

L'interasse tra i pali deve essere stabilito in relazione alla funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo specifiche valutazioni, l'interasse minimo non deve essere inferiore a 3 volte il diametro del palo.

Per le palificate soggette ad azioni orizzontali si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e svolgere le relative verifiche agli stati limite.

Indagini geotecniche e caratterizzazione dei terreni

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali (§ 6.4.1).

La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base e dei relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidezza del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

C6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Come già anticipato nel § C.6.2.4.1 e ulteriormente precisato per le fondazioni superficiali, le verifiche di stabilità globale dei pali devono essere effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Per le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi di carichi assiali, trasversali e di sfilamento) le verifiche devono essere effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi di coefficienti parziali (A1, M1, R3) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II e 6.4.VI.

I coefficienti γ_R del gruppo R2 sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e (nel caso di carichi assiali) ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera, come previsto al § 6.4.3.7.1 delle NTC; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota.

In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica del volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza è migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine per ciascuna delle quali sia possibile desumere una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione.

Per le verifiche sotto azioni sismiche oltre a quanto previsto nel presente paragrafo le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al § 7.11.5.3.2

C6.4.3.7 PROVE DI CARICO

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova.

Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.

C6.5 OPERE DI SOSTEGNO

In generale, le azioni sulle opere di sostegno dovrebbero derivare dallo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva.

Le verifiche agli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Per le verifiche sotto azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel paragrafo 6.5, le opere di sostegno devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo §7.11.6.

C6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

C6.5.3.1 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

C6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Gli stati limite ultimi dei muri di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con il muro (**GEO**) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (**STR**).

Gli stati limite ultimi di tipo **GEO** riguardano il ribaltamento, lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda al §6.8 sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva.

Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza di eventuali sistemi di drenaggio del muro.

Le azioni sul muro devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

Nelle verifiche a ribaltamento intorno all'estremità anteriore della fondazione, l'effetto delle azioni di progetto è il momento ribaltante della spinta e delle altre forze sub-orizzontali che potrebbero produrre il ribaltamento dell'opera, mentre la resistenza è il momento stabilizzante del peso proprio del muro e del terreno che grava direttamente su di esso e delle altre eventuali azioni sub-verticali che possono concorrere alla stabilità.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'effetto dell'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela al piano a cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'effetto dell'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione nomale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso (**STR**), siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In quest'ultimo caso l'effetto dell'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

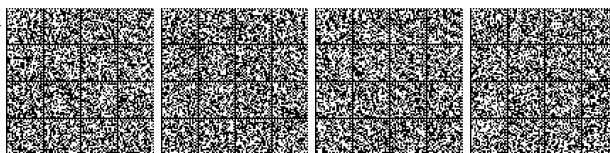
Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

APPROCCIO 2

E' questo l'unico approccio ammesso per le verifiche di tipo **GEO** (carico limite, scorrimento e ribaltamento) e di tipo **STR**. Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (**GEO**), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del complesso terreno-fondazione. L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale nei confronti del meccanismo di collasso, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dal momento stabilizzante nelle verifiche a ribaltamento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite **GEO**.

Nelle verifiche **STR** si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizzano i coefficienti γ_R.

C6.5.3.1.2 Paratie

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con una paratia riguardano la rotazione intorno a un punto dell'opera, la formazione di un meccanismo di collasso nel terreno per rotazione con formazione di una o più cerniere plastiche nella struttura o per plasticizzazione di eventuali sistemi

di vincoli, l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate, l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera, il collasso per carico limite verticale e lo sfilamento di uno o più ancoraggi.

Per l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine e per l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera si deve far riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab.6.2.I, 6.2.II e alla 6.8.I della sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Per lo stato limite di sfilamento degli ancoraggi si rimanda alla sezione relativa agli ancoraggi (§ 6.6).

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si tiene conto della resistenza laterale e di quella alla punta, tenendo conto degli effetti connessi alla realizzazione in analogia a quanto fatto per i pali di fondazione.

Per rotazione intorno a un punto dell'opera deve intendersi uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera e sia cinematicamente possibile, al raggiungimento della resistenza del terreno, un atto di moto rigido per la paratia. Tipicamente, per una paratia con più livelli di vincolo questo stato limite ultimo non può verificarsi. Per tali opere si possono verificare solo meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali.

Gli stati limite relativi al raggiungimento delle resistenze negli elementi strutturali (**STR**) sono quelli relativi al raggiungimento della condizione di rottura in una sezione della paratia o in un elemento del sistema di contrasto costituito da puntoni, ancoraggi, travi di ripartizione, ecc..

Gli stati limite di sifonamento del fondo scavo o di instabilità del fondo scavo per sollevamento dovuto a sottospinta idraulica agente al di sotto di strati di terreni a grana fine a fondo scavo sono rispettivamente di tipo **HYD** e **UPL** e vanno analizzati come illustrato al § 6.2.4.2 delle **NTC**.

APPROCCIO 1

Nelle verifiche nei confronti di stati limite ultimi geotecnici delle paratie, si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed eventualmente della struttura e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia o con parte di essa. Le analisi devono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I valori dei parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e il valore della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori che deriverebbero dai parametri di resistenza caratteristici. Le azioni di progetto E_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto R_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche nei confronti di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali l'analisi deve essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Se le analisi sono svolte impiegando codici di calcolo automatico basati sulla discretizzazione del continuo (ad elementi finiti o alle differenze finite) o sui metodi della reazione di sottofondo ("metodi a molle"), le verifiche **SLU** di tipo geotecnico e di tipo strutturale scaturiscono da una stessa analisi d'interazione terreno-struttura impiegando, come indicato nel §6.2.4.1.3 delle Norme e nel precedente §C6.2.4.1, i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Nella verifica nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono il terreno (**GEO**), dopo la simulazione di tutte le fasi di scavo, il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno ed eventualmente nella struttura, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali (γ_{G2} ,γ_Q) del gruppo A_2. Si ricorda, a tal proposito, che il peso del terreno che interagisce con la paratia e le azioni che da esso derivano sono da considerare come permanenti strutturali. In tali verifiche il comportamento delle sezioni della paratia e degli altri elementi strutturali è schematizzato ammettendo la formazione di cerniere plastiche, con valori delle sollecitazioni limite pari a quelli di plasticizzazione di progetto. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore a $\gamma_{c'}$ e a $\gamma_{\varphi'}$ nelle analisi in tensioni efficaci e a γ_{cu} nelle analisi in tensioni totali. Questo tipo di verifica, se soddisfatta, garantisce che non si formino, con il margine di sicurezza previsto dalle NTC per l'Approccio 1 combinazione 2, né meccanismi di collasso nel solo terreno né meccanismi di collasso che coinvolgano anche gli elementi strutturali.

La verifica allo stato limite ultimo nei confronti del raggiungimento della resistenza in una sezione della paratia o in uno degli elementi dell'eventuale sistema di vincoli (puntoni o ancoraggi) si esegue moltiplicando le sollecitazioni calcolate con l'analisi

d'interazione prima della ricerca di un meccanismo di collasso per i coefficienti parziali del gruppo A_1 (γ_{G1}, γ_{G2} e γ_Q). La presenza di un sovraccarico (permanente non strutturale o variabile) può essere trattata ripetendo l'analisi nella doppia ipotesi di presenza e assenza del sovraccarico, in modo da isolare l'aliquota di sollecitazione ad esso associata e permetterne la fattorizzazione prescritta in normativa.

Se ritenuto necessario per le peculiarità dell'opera, le verifiche di cui sopra si eseguono anche per le fasi di scavo intermedie.

Nel caso di paratie a sbalzo o con un solo livello di vincolo in testa le verifiche di sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi possono essere svolte spesso impiegando i metodi dell'equilibrio limite.

Nella verifica SLU nei confronti di meccanismi di tipo geotecnico, la verifica si esegue adottando la Combinazione *2* dei coefficienti parziali di sicurezza, controllando che la condizione fondamentale $E_d \leq R_d$ sia sempre soddisfatta, escludendo anche che si verifichino meccanismi di collasso che coinvolgano il complesso terreno-struttura. In queste verifiche, l'effetto delle azioni E_d e la resistenza R_d sono rispettivamente i momenti della spinta attiva di progetto e della spinta passiva di progetto rispetto ad un punto di rotazione (punto di applicazione del vincolo nelle paratie con un livello di ancoraggio; punto di rotazione per le paratie a sbalzo). Mantenendo la stessa configurazione geometrica si effettua la verifica SLU di tipo strutturale mediante un'analisi d'interazione, svolta ancora con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni, ma semplificata dall'assunzione a priori della distribuzione delle pressioni di contatto. Da quanto noto sulla mobilitazione delle spinte, si ipotizza infatti che a monte della paratia le tensioni orizzontali assumano il valore di equilibrio limite attivo, mentre a valle assumano valori la cui risultante sia inferiore alla resistenza passiva della quantità necessaria ad ottenere le condizioni di equilibrio, che in un'analisi di questo tipo devono essere soddisfatte. Le sollecitazioni così calcolate devono essere quindi moltiplicate per i coefficienti parziali del gruppo A_1 (Combinazione 1), come in precedenza.

Inoltre, in presenza di terreni sovraconsolidati, con elevati valori del coefficiente di spinta in quiete, se le verifiche **STR** sono effettuate impiegando i metodi semplificati di interazione che prevedono la completa mobilitazione della spinta attiva, è opportuno confrontarne i risultati con quelli ottenuti con l'impiego di uno degli altri metodi innanzi citati, più completi, per evitare possibili sottostime delle sollecitazioni nella struttura.

C6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici, analitici o numerici. Gli spostamenti dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidezza dei terreni e del sistema di sostegno (compresi puntoni e ancoraggi), dalle condizioni idrauliche e dalla sequenza costruttiva.

Se si adoperano metodi empirici deve essere documentata l'analogia tra il problema in esame e i casi di studio utilizzati per la messa a punto del metodo.

Se si adoperano metodi numerici, devono essere adeguatamente documentate la scelta dei modelli costitutivi per i terreni e per il sistema di sostegno e la scelta dei parametri del modello. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

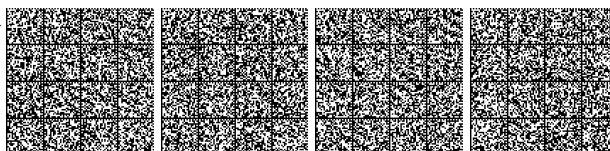
C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

C6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Il progetto deve contenere:

- la caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- le caratteristiche generali dell'opera da ancorare o dell'intervento;
- la programmazione delle indagini geotecniche e delle prove sugli ancoraggi pilota;
- la caratterizzazione fisico-meccanica e idraulica dei terreni e delle rocce e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- la scelta della tecnica realizzativa dell'ancoraggio;
- il dimensionamento del sistema di ancoraggio;
- la descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- le verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- i piani di controllo e monitoraggio.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle azioni attese, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono essere indicati l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi, la tecnica e le tolleranze di esecuzione, il valore R_{ad} della resistenza di progetto, programma e modalità di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo.

La validità delle schematizzazioni del sottosuolo adottate in progetto e delle conseguenti soluzioni progettuali deve essere verificata durante la costruzione degli ancoraggi sulla base di osservazioni dirette.

L'ampiezza dell'indagine è funzione delle caratteristiche morfologiche del sito entro cui ricade l'opera ancorata, della complessità delle condizioni litologiche, strutturali e idrogeologiche del sottosuolo, del tipo e dell'importanza dell'opera ancorata. L'indagine deve essere estesa a tutto il volume significativo, ovverosia a quella parte di sottosuolo interessata direttamente o indirettamente dall'esecuzione dell'opera ancorata o che ne influenza il comportamento. Il volume significativo si estende almeno oltre tutte le superfici di scorrimento considerate nelle analisi di progetto.

Il progetto di un sistema di ancoraggio richiede l'esecuzione di analisi di tipo globale, riferite al complesso degli ancoraggi, e analisi sull'ancoraggio singolo.

Per le analisi di tipo globale, si devono considerare uno o più cinematismi possibili, relativi a diverse superfici di rottura, tenendo conto delle caratteristiche stratigrafiche, strutturali, idrauliche e geotecniche del terreno, anche al di fuori della zona direttamente interessata dagli ancoraggi. Dalle analisi di tipo globale derivano ad esempio lunghezza minima e resistenze di progetto degli ancoraggi nei casi di scarpate instabili, di vasche o platee di fondazione soggette alla spinta di galleggiamento, di fronti di scavo da stabilizzare.

Il secondo tipo di verifiche sono riferite all'ancoraggio singolo e consentono di definire le caratteristiche geometriche della fondazione del singolo tirante, le dimensioni dell'armatura e del sistema di bloccaggio in funzione delle prestazioni richieste.

C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Le verifiche di sicurezza sul singolo ancoraggio consentono di determinare le dimensioni delle diverse parti che lo costituiscono, la sezione trasversale dell'armatura, la lunghezza libera, la lunghezza e il diametro del bulbo di fondazione. Si deve tenere conto della possibilità che si verifichino i seguenti stati limite:

- rottura per sfilamento della fondazione;
- rottura dell'armatura.

Tenendo conto della necessità di contenere il rischio di rotture di tipo fragile, per il rispetto della gerarchia delle resistenze, quando l'armatura è realizzata mediante trefoli di acciaio armonico, la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio deve risultare minore della resistenza a snervamento dell'armatura.

Nel caso in cui la fondazione dell'ancoraggio ricada in terreni soggetti a deformarsi per fenomeni di tipo viscoso, la resistenza limite deve essere stabilita in modo tale che, nel corso della sua vita utile, l'opera ancorata non subisca deformazioni tali da determinare il superamento di uno stato limite di esercizio, dunque inaccettabili.

Lo stato limite ultimo che chiama in causa la resistenza del terreno è quello relativo allo sfilamento della fondazione dell'ancoraggio per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno. Stabilito il valore della resistenza caratteristica dell'ancoraggio, la corrispondente verifica può essere effettuata con la combinazione di coefficienti parziali A1+M1+R3, dove i coefficienti γ_R sono quelli riportati nella Tabella 6.6.I delle NTC.

Per i tiranti delle paratie, l'azione di progetto sull'ancoraggio si ottiene amplificando, mediante i coefficienti A1, l'azione caratteristica calcolata mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

C6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

Per la realizzazione di ancoraggi si devono adottare dispositivi qualificati ai sensi del Capitolo 11 delle NTC.

Tutti i dispositivi devono essere stati sottoposti a prove di sistema per verificarne la compatibilità con le funzioni di ancoraggio. I risultati delle prove devono essere documentati in dettaglio da parte del produttore ed allegati alla fornitura.

Le proprietà dei dispositivi ed in particolare dei materiali che li costituiscono devono essere scelti in modo che si mantengano invariate nel corso della vita utile del sistema di ancoraggio.

Ancoraggi che comportano l'uso di materiali o di metodi esecutivi di recente sviluppo possono essere impiegati soltanto se l'efficienza di ogni singolo componente del sistema e la durabilità dei materiali utilizzati, nonché i sistemi di protezione contro la corrosione siano stati controllati con prove di sistema in modo da garantire la piena funzionalità del dispositivo per la vita utile della struttura ancorata.

C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le opere in sotterraneo indicate nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio le gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie, con relativi imbocchi di estremità o intermedi (pozzi, finestre, discenderie), le caverne per centrali idroelettriche, gli scavi per stazioni (metropolitane e ferroviarie), parcheggi, depositi sotterranei.

Indagini specifiche

Il programma di ricerche e di indagini sui terreni e sulle rocce deve essere predisposto ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona ed in dipendenza dell'entità del ricoprimento. Nel caso di rocce fratturate le ricerche devono comprendere la descrizione qualitativa e quantitativa dello stato di fratturazione ed, in genere, delle discontinuità strutturali presenti nella formazione.

C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà aversi per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta.

La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottato. Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche.

L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipende da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

C6.7.4.1 METODI DI SCAVO

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC.

Le previsioni di progetto e le verifiche devono tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

C6.7.4.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidezza della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale pre-rivestimento.

Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO

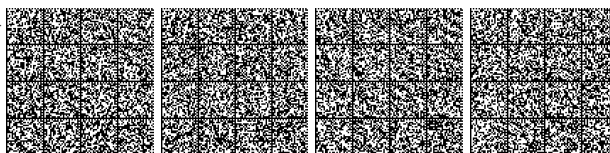
Il programma dei controlli previsti in progetto indicherà la strumentazione da impiegare, nonché l'ubicazione degli strumenti e la sequenza delle misure.

C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le opere di materiali sciolti indicati nelle NTC sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli.

C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

C6.8.1.1 RILEVATI E RINTERRI

Per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare

anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti.

Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 μm non superiore al 20%.

Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità. La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito.

Per i moli devono essere adoperati blocchi di materiale durevole, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri.

Per gli aspetti non trattati nelle **NTC** nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

C6.8.1.2 DRENAGGI E FILTRI

I drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

- ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;
- eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo di strutture di sostegno;
- consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;
- interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.

I drenaggi e i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

- il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto;
- la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;
- lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante sarà progettato, nei riguardi di quelli adiacenti, alla stessa stregua di un filtro monostrato.

I tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, devono essere formati da granuli resistenti e durevoli e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regimentate in superficie mediante canalizzazioni.

Il terreno che costituisce il piano di posa di drenaggi e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

C6.8.6 FRONTI DI SCAVO

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali, ecc.

C6.8.6.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto *Rd/Ed*. Le verifiche devono essere effettuate utilizzando l'Approccio 1 con rifermento alla Combinazione 2 dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC.

C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie).

L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona, alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque.

In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'idonea strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni nel territorio.

Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE

C6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE

Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire:

- le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area;
- le caratteristiche topografiche dell'area;
- i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;
- le caratteristiche e il comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico.

Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e del regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area.

Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto.

Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

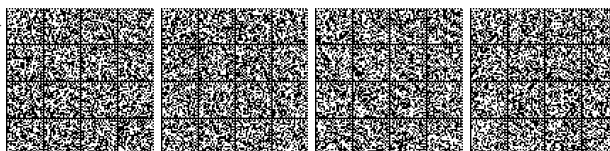
C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ

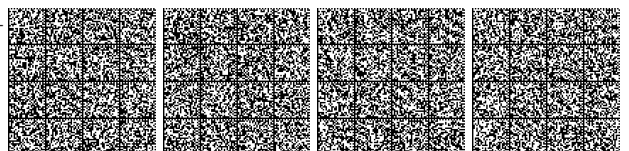
La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC.

Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture.

Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

C6.12.2.1 EMUNGIMENTO DA FALDE IDRICHE

Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

CAPITOLO **C7.**

PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il Capitolo 7 delle NTC illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei Capitoli 4, 5 e 6, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle nuove opere (per le opere esistenti si rimanda ai Capitoli 8 delle NTC e C8).

Le indicazioni relative ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni e alle resistenze degli elementi strutturali **sono additive e non sostitutive** di quelle riportate nei Capitoli 4 e 5 delle NTC. Si deve inoltre fare riferimento al Capitolo 2 delle NTC, per le azioni e le loro combinazioni, e al Capitolo 3 delle NTC, per le modalità di rappresentazione dell'azione sismica e la definizione della sua entità in relazione ai diversi stati limite da considerare. Particolare attenzione richiedono, infine, le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11 delle NTC), al solito, additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Capitolo 6 delle NTC.

Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC sia nel presente documento, alle costruzioni e ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 delle NTC e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tali tecniche hanno manifestato nel garantire i livelli prestazionali richiesti alle costruzioni antisismiche, particolarmente quando si vogliano perseguire strategie progettuali atte a minimizzare i danni, sia alle componenti strutturali, sia alle componenti non strutturali e agli impianti.

La norma fa sistematico riferimento alla UNI EN 1998, risultando in sostanziale accordo con essa. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1 delle NTC), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2 delle NTC), i metodi di analisi e i criteri di verifica (§ 7.3 delle NTC). I paragrafi successivi (dal 7.4 al 7.11 delle NTC) sono poi dedicati alle diverse tipologie costruttive e a problemi specifici.

Le novità del Capitolo 7 delle NTC rispetto alla precedente versione sono più di carattere organizzativo che di carattere concettuale e verranno esaurientemente illustrate nei successivi paragrafi; tra le poche novità di carattere concettuale le principali sono:

- la scomparsa di qualunque riferimento alla zonazione sismica, sostituita dalla indicazione dei livelli di accelerazione a_gS, attesa allo SLV;
- la chiara distinzione tra progettazione in capacità (approccio concettuale con cui si persegue la duttilità) e gerarchia delle resistenze (strumento operativo impiegato per conseguirla);
- la sistematica adozione di tavole sinottiche di riepilogo dei diversi coefficienti, finalizzata a facilitare i confronti sistematici tra le diverse tipologie e i diversi stati limite.

C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

La norma indica, per ciascuno stato limite, l'insieme delle verifiche da eseguire attraverso il confronto tra capacità e domanda, così come definite al §7.1 delle NTC[1].

Ciò prevede una strategia progettuale basata su livelli crescenti dell'azione sismica e dei danni ad essa corrispondenti; non è possibile basarsi unicamente su verifiche in termini di resistenza ma occorre effettuare verifiche anche in termini di duttilità. Riferendosi agli Stati Limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, occorre anche garantire l'operatività della costruzione o il controllo dei danni, per gli Stati Limite di Esercizio, la salvaguardia della vita o la prevenzione del collasso, per gli Stati Limite Ultimi.

Scelta la tipologia strutturale e definite le caratteristiche generali della struttura, da cui dipende il comportamento sismico e dunque l'azione sismica stessa (legata alle proprietà dinamiche e di duttilità), la prestazione associata a ciascuno Stato Limite può essere assicurata progettando gli elementi strutturali e non strutturali in modo da garantire loro che una o più delle grandezze proprie della capacità (rigidezza, resistenza, duttilità) siano adeguate alla corrispondente domanda, secondo i criteri di verifica dettagliati nelle NTC.

Il controllo del danneggiamento strutturale e non strutturale, ad esempio, si consegue essenzialmente attraverso la limitazione degli spostamenti rigidi di interpiano; la relativa capacità, pertanto, è quantizzata in termini di rigidezza, tenendo opportunamente conto delle non linearità di materiale che si manifestano, in genere, già per livelli di azione sismica legati agli Stati Limite di Esercizio. D'altro canto, per garantire le prestazioni associate allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, è necessario un confronto capacità/domanda in termini di resistenza; mentre nello Stato Limite di Prevenzione del Collasso il confronto capacità/domanda si effettua in termini di duttilità.

L'insieme delle verifiche da eseguire per gli elementi strutturali e non strutturali e per gli impianti è sintetizzato al § 7.3.6 delle NTC, commentato e ulteriormente dettagliato nel corrispondente paragrafo della presente circolare.

---

[1] Pur essendo la capacità una caratteristica intrinseca della struttura, per manifestarsi essa richiede un preciso livello dell'azione; nel caso di comportamento non lineare quale quello in esame, peraltro, le grandezze che esprimono la capacità possono variare in funzione dell'azione. Pertanto, la domanda e la capacità sono tra loro mutuamente connesse e dipendenti dal particolare stato limite considerato; il loro confronto, in fase di progettazione, è finalizzato ad assicurare alla costruzione nel suo insieme i livelli prestazionali prefissati. Tali livelli prestazionali si misurano essenzialmente in termini di danni, per gli elementi strutturali e non strutturali, in termini di funzionamento e stabilità, per gli impianti.

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Questo paragrafo della norma illustra i criteri generali di progettazione e modellazione, indicando le caratteristiche generali che le costruzioni devono possedere per conseguire un comportamento dinamico ottimale in presenza di azioni sismiche, con particolare riguardo alle condizioni di regolarità (§7.2.1). La norma tratta, con le modalità in essa specificate, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali e gli impianti, dedicando attenzione specifica a ciascuna delle tre componenti, per ciascuno stato limite e, dunque, per il corrispondente valore dell'azione sismica, così da consentire il raggiungimento dei rispettivi livelli prestazionali definiti in fase di progettazione.

Per quanto riguarda i sistemi strutturali (§7.2.2), la norma distingue, preliminarmente, tra comportamento dissipativo e comportamento non dissipativo, lasciando libero il progettista di scegliere tra i due e, nel caso in cui opti per il comportamento dissipativo, fornendo i principi, le modalità operative e le regole pratiche per conseguire i livelli di duttilità prefissati.

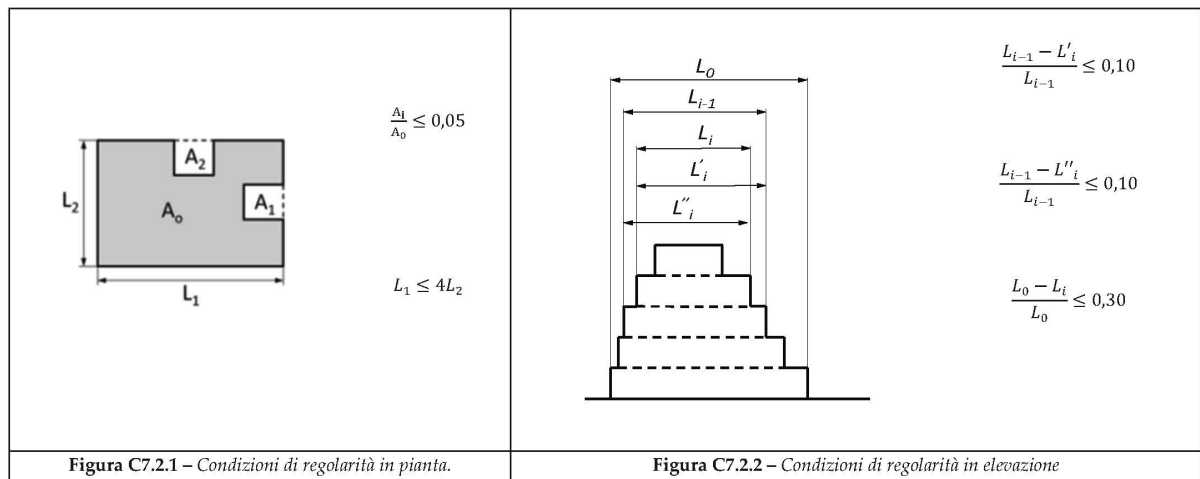
C7.2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

Regolarità

La regolarità strutturale è finalizzata a favorire, anche in campo inelastico, un comportamento della costruzione e delle sue membrature il più possibile uniforme e tale da evitare concentrazioni di sforzi.

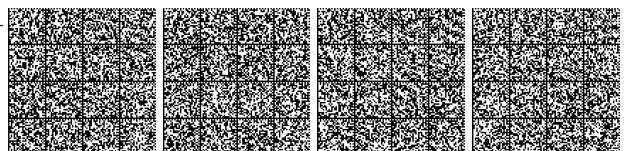
In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza.

Con riferimento al §7.2.1 delle NTC le condizioni a) e b) di regolarità in pianta sono sintetizzate nella figura C7.2.1, la condizione g) di regolarità in elevazione è sintetizzata nella figura C7.2.2 e riferita al caso in cui, in una stessa direzione, siano presenti restringimenti in elevazione ad entrambe le estremità; in tal caso il limite del 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante è da intendersi per ciascuno dei due rientri, mentre il limite del 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento è da intendersi per la somma dei due.

Figura C7.2.1 – *Condizioni di regolarità in pianta.* **Figura C7.2.2** – *Condizioni di regolarità in elevazione*

Nel caso in cui in un edificio, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente un basamento, di uno o più piani, con caratteristiche tali da poter essere considerato alla stregua di una struttura scatolare rigida, le NTC specificano che, per valutare la regolarità in altezza, si può far riferimento alla sola parte della struttura che si sviluppa al di sopra del basamento. Tale indicazione tende a escludere la fondazione scatolare rigida dall'individuazione del comportamento strutturale, a condizione che ad essa venga assicurato un comportamento non dissipativo, indipendentemente dallo stato limite considerato[2].

Distanza tra costruzioni contigue

Tra costruzioni contigue la norma impone la verifica degli spostamenti massimi per evitare fenomeni di martellamento; tale verifica deve essere eseguita attraverso un calcolo diretto degli spostamenti assicurando, in ogni caso, che la distanza tra le costruzioni non risulti inferiore al valore minimo stabilito dalla norma.

[2]Questo requisito è essenziale perché le eventuali plasticizzazioni nella fondazione scatolare altererebbero i rapporti di rigidezza con la sovrastruttura, con la conseguenza di non poter assicurare il soddisfacimento dei criteri di regolarità in elevazione posti a base della progettazione.

L'eventualità in cui non si possano eseguire calcoli specifici va riferita al solo caso di progettazione di nuova costruzione in adiacenza a costruzioni esistenti.

C7.2.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

Le prescrizioni normative sono volte a garantire che l'organismo strutturale sia dotato di sistemi resistenti disposti almeno secondo due direzioni distinte, capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali, dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione, che tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme.

Al riguardo, nel caso degli edifici, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone perimetrali, così da massimizzare la rigidezza torsionale della costruzione. Per sfruttare al meglio la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti, ai fini della ripartizioni degli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica, tra gli elementi verticali che li sostengono, funzionino da diaframma rigido nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.2 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta adottando un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di contatto tra esso e la struttura.

Quando, per l'estensione del sistema di fondazione, non è realistica l'ipotesi che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.4 delle NTC.

Le NTC distinguono due tipi di comportamento strutturale:

a) non dissipativo;

b) dissipativo.

Specificando, per ciascun comportamento, i corrispondenti criteri di modellazione dell'azione sismica e della struttura.

Le NTC consentono al progettista di optare per uno dei due comportamenti, in relazione al particolare problema progettuale. Il comportamento strutturale non dissipativo (a) richiede che la struttura abbia resistenza tale da rimanere in campo sostanzialmente elastico per tutti gli stati limite considerati. Il comportamento strutturale dissipativo (b) si basa sulla duttilità e presuppone dunque l'accettazione del danneggiamento strutturale come strategia di protezione passiva per i terremoti di progetto agli stati limite ultimi.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo (a) la risposta sismica della struttura dipende, essenzialmente, dalle sue caratteristiche di rigidezza e resistenza; in caso di comportamento strutturale dissipativo (b), dalle caratteristiche di rigidezza, resistenza e dalla capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico (duttilità).

L'insieme delle prescrizioni contenute nelle NTC, finalizzate al conseguimento dei prefissati livelli di duttilità, costituisce la "*progettazione in capacità*".

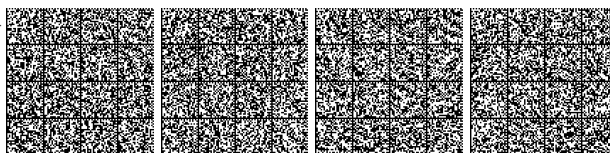
Quando si opta per il comportamento non dissipativo (a) le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al Capitolo 7; quando, invece, si opta per il comportamento dissipativo (b), le azioni sismiche di progetto sono minori, ma la duttilità necessaria è più elevata e dunque è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione di dettagli costruttivi specifici.

Il comportamento dissipativo (b), ammette, in generale, un danneggiamento della costruzione, eventualmente anche esteso ma controllato, per i livelli di azione relativi a SLV e SLC e un possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD.

A ciò fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura (si veda il § 7.10.2 delle NTC).

Nelle costruzioni dissipative e prive di specifici dispositivi antisismici o di controllo delle vibrazioni, ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili per contenere l'entità delle plasticizzazioni.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi fragili o scarsamente dissipativi, dai meccanismi duttili ai quali è invece possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia.

La progettazione del comportamento dissipativo, effettuata secondo le NTC, è mirata a garantire l'attivazione di meccanismi deformativi, locali e globali, che concentrino la domanda di duttilità negli elementi più duttili (ad es. le travi) invece che negli elementi meno duttili (ad es. le pareti o i pilastri, particolarmente quelli soggetti a sforzi normali di compressione rilevanti) e che

impediscano l'attivazione di meccanismi fragili (ad es. rottura a taglio di pareti, travi o pilastri, rottura di nodi trave-pilastro), sia locali sia globali, o globalmente instabili.

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando, all'interno del sistema strutturale, le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

Nell'ambito del comportamento strutturale dissipativo, il progettista può decidere di conseguire la Classe di Duttilità Alta (CD"A"), a *elevata capacità dissipativa*, oppure la Classe di Duttilità Media (CD"B"), a *media capacità dissipativa*, rappresentando dunque le lettere "A" e "B" una mera tipizzazione.

La scelta della CD"A" rispetto alla CD"B" si traduce in un'ulteriore riduzione delle azioni di progetto, ma implica richieste di duttilità più elevate e, in generale, un maggiore onere in termini di dettagli costruttivi.

La norma definisce i criteri progettuali per conseguire il livello di duttilità prefissato; l'insieme di tali criteri costituisce la "*progettazione in capacità*".

In particolare, al fine di garantire il comportamento duttile locale e globale, fatta la distinzione tra elementi/meccanismi fragili e duttili, su ciascun elemento si determina:

- la domanda in termini di resistenza, stabilendo, in base a considerazioni di equilibrio, una "gerarchia delle resistenze" tra elementi/meccanismi fragili (più resistenti) e elementi/meccanismi duttili (meno resistenti);
- la domanda in termini di duttilità nelle zone destinate a plasticizzarsi, cui deve essere garantito un comportamento inelastico dissipativo e stabile in condizioni cicliche (duttile).

Si progettano quindi, in termini di resistenza e/o duttilità, le corrispondenti capacità.

Per conseguire gli obiettivi insiti nella progettazione in capacità, si impiegano fattori di sovra resistenza γ_{Rd}, opportunamente differenziati tra le due classi di duttilità[3].

Le NTC prescrivono che il comportamento duttile vada perseguito sia a livello locale sia a livello globale. A tal fine viene prescritto un fattore di sovra resistenza $\gamma_{Rd} \geq 1{,}25$ per i meccanismi globali fragili rispetto ai meccanismi globali duttili.

Per una struttura alla quale si richiede un comportamento duttile e che abbia al suo interno pareti di controventamento tozze (particolarmente suscettibili di rottura a taglio) e telai duttili, ciò comporta l'assunzione di γ_{Rd} locali sulle pareti tali da assicurare che, per attivare un meccanismo globale che veda la rottura a taglio delle pareti, occorrano azioni sismiche maggiori, almeno di un fattore 1,25, delle azioni richieste per attivare il meccanismo a telaio[4].

Al riguardo è bene chiarire che, nel caso di strutture a telaio, l'applicazione della progettazione in capacità è finalizzata, a livello globale, ad impedire l'attivazione di meccanismi instabili di piano, a livello locale, a controllare le plasticizzazioni nei pilastri senza escluderle in assoluto.

Proprio per questa ragione, in accordo con la UNI EN1998, per la pressoflessione di pilastri o colonne si adotta un fattore di sovraresistenza γ_{Rd}unico e pari a 1,3, sia per la CD"A" sia per la CD"B". Per lo stesso motivo, non essendo possibile escludere che, durante l'evento sismico, si abbiano plasticizzazioni in alcuni pilastri, alle zone di estremità di tutti i pilastri primari deve essere garantito un comportamento dissipativo.

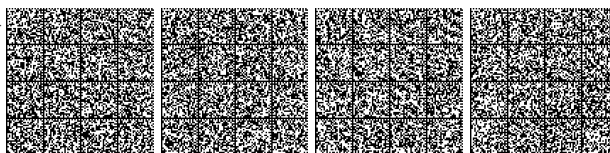
I valori dei fattori di sovra resistenza γ_{Rd}, distinti per tipologia strutturale e Classi di Duttilità, sono riportati nella Tabella 7.2.I delle NTC.

I principi della progettazione in capacità sono alla base della progettazione antisismica e si applicano ogni qual volta si voglia favorire un determinato comportamento strutturale a livello sia locale sia globale.

Analogamente, se si vuole valutare la massima domanda a taglio in un elemento strutturale, si determina, in base a semplici considerazioni di equilibrio, il valore del taglio in equilibrio con le azioni esterne (ad es. il carico verticale distribuito in una trave) e con la capacità a flessione (momenti resistenti) nelle sezioni di estremità, analizzando, per quanto riguarda i versi delle sollecitazioni, le diverse situazioni possibili in condizioni sismiche.

---

[3]I fattori di sovraresistenza tengono conto delle incertezze nella determinazione delle resistenze, dovute ai materiali, alla geometria, al modello di calcolo, ecc.; tali fattori, almeno pari all'unità, vengono utilizzati per maggiorare la domanda in termini di resistenza (e di conseguenza la corrispondente capacità) degli elementi/meccanismi fragili di cui si vuole impedire l'attivazione. Essi includono, oltre alle incertezze dette, anche l'incertezza sulla capacità dell'elemento duttile di cui si vuole favorire la plasticizzazione ed hanno lo scopo di ridurre la probabilità di attivazione delle rotture/meccanismi indesiderati.

[4]Per evitare che, in forza di questa prescrizione, il progettista sia obbligato a produrre più modelli di calcolo confrontandoli poi sistematicamente, le NTC richiedono che la verifica avvenga "*anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovraresistenza R_d da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale*".

C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Elementi Secondari[5]

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado, nella configurazione deformata più sfavorevole, di mantenere la loro capacità portante nei confronti dei carichi verticali tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche nei modi specificati nel § 7.3 delle NTC. Quando gli elementi secondari soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati come previsto nel § 7.2.3 delle NTC, non subiscono plasticizzazioni, per questi ultimi possono essere adottati i particolari costruttivi prescritti al Capitolo 4; in caso contrario valgono le prescrizioni del Capitolo 7.

Elementi costruttivi non strutturali

Le NTC classificano gli elementi costruttivi non strutturali in due gruppi:

1) elementi con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale;
2) elementi che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

Ai fini anche della determinazione della domanda sismica, per il primo gruppo di elementi non strutturali, si potrà introdurre, in relazione al tipo di verifica e di analisi da effettuarsi, nel modello strutturale globale oltre alla massa degli elementi che viene sempre considerata anche la loro rigidezza descrivendone le condizioni di vincolo alla struttura.

Per il secondo gruppo di elementi non strutturali, ottenuta la risposta in accelerazione della struttura a ciascun piano, la si può assimilare ad una forzante esterna da applicare all'elemento non strutturale, così ricavando la domanda sismica su di esso.

La verifica degli elementi non strutturali, degli impianti o, per le costruzioni di muratura, dei meccanismi locali richiede una corretta valutazione dell'input sismico; il moto alla base dell'edificio è infatti filtrato dalla risposta della costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali); a tal fine risulta utile la seguente definizione di spettri di risposta di piano.

Spettri di risposta di piano

Gli spettri di risposta di piano rappresentano un modello per la valutazione dell'azione sismica in un predeterminato punto della struttura. Diverse formulazioni, più o meno approssimate, possono essere utilizzate. Nel seguito si riportano alcuni possibili metodi di calcolo, è ammesso l'uso anche di altre formulazioni purché di comprovata e documentata validità.

Gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati, a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata, nell'ipotesi semplificativa che la struttura possa essere assunta come una forzante armonica per l'elemento non strutturale, portando in conto le amplificazioni dovute agli effetti dinamici sul singolo elemento non strutturale, legate al suo periodo di oscillazione e al suo coefficiente di smorzamento nonché alle corrispondenti caratteristiche della struttura.

Nella formula [7.2.1], il parametro S_a rappresenta appunto l'accelerazione massima (risposta), normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma, per lo stato limite considerato. L'inviluppo dei valori assunti da S_a al variare del periodo proprio T_a, a un generico piano della costruzione, costituisce lo spettro di risposta di quel piano.

L'accelerazione del piano j-esimo della struttura relativa al modo i-esimo è data dalla relazione:

$$S_{ij} = \varphi_{ij}\Gamma_i S_i(T_i) \qquad [C7.2.1]$$

dove:

– $S_i(T_i)$ è l'ordinata dello spettro relativa al modo i-esimo (normalizzata rispetto a g ed eventualmente ridotta attraverso il fattore di comportamento q della costruzione);
– Γ_i è il "fattore di partecipazione modale", definito dalla relazione:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M \tau}{\varphi_i^T M \varphi_i} \qquad [C7.2.2]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ_i è la forma modale del modo i-esimo normalizzata al valore massimo; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano considerato, nella direzione considerata, per il modo i-esimo, è data, dunque, dall'equazione:

---

[5] Per facilitare la progettazione in situazioni oggettivamente difficili quali, ad esempio, quelle che si presentano quando, per ragioni architettoniche, alcuni elementi debbano avere dimensioni nettamente maggiori di quelle che sarebbero loro richieste dal progetto strutturale, le NTC consentono di trattare tali elementi come elementi secondari e dunque di trascurare la loro rigidezza e resistenza alle azioni orizzontali. Tale semplificazione è condizionata al rispetto di alcune condizioni precisate nelle norme.

$$S_{a,ij} = S_{ij}\, R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right) \qquad [C7.2.3]$$

dove R, fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale, è funzione del coefficiente di smorzamento ξ_a dell'elemento e del rapporto tra il periodo dell'elemento T_a e il periodo del modo i-esimo della struttura T_i, e vale:

$$R = \left[\left(2\xi_a \frac{T_a}{T_i}\right)^2 + \left(1 - \left(\frac{T_a}{T_i}\right)\right)^2\right]^{-\beta} \qquad [C7.2.4]$$

L'eq. C7.2.3 rappresenta la risposta del singolo elemento non strutturale di periodo T_a, posto al piano j-esimo, per effetto del modo di vibrare i-esimo della struttura e tiene conto attraverso il coefficiente β (variabile tra 0,4 e 0,5) dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale. La risposta totale si ottiene combinando opportunamente le risposte relative ai diversi modi, ad es. attraverso la regola SRSS.

La norma consente infine di ridurre la domanda sismica S_a su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento q_a. In tabella [C7.2.I] sono riportati i valori di q_a utilizzabili per le tipologie ricorrenti di elementi non strutturali.

Tabella C7.2.I - *Valori di q_a per elementi non strutturali*

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

È opportuno che il progettista, in base a considerazioni specifiche sulla risposta strutturale dell'elemento, indichi espressamente il gruppo attribuito a ciascun elemento non strutturale e il tipo di modellazione adottata. Nell'attribuzione del gruppo è opportuno ricordare che uno stesso elemento strutturale, ad esempio una tamponatura robusta, può appartenere al gruppo 1 per azioni sismiche nel proprio piano medio e al gruppo 2 per azioni sismiche ortogonali al proprio piano medio e tenere opportuno conto di ciò nel modello di calcolo.

Poiché la risposta degli elementi non strutturali è legata, attraverso il periodo proprio dell'elemento, ai modi di vibrare della struttura, nel valutarne la risposta si deve considerare un intervallo nell'intorno del periodo fondamentale della struttura, che tenga conto, per il limite inferiore dell'intervallo, delle possibili incertezze di modellazione o dell'incremento di rigidezza rispetto al modello di riferimento dovuta agli elementi non strutturali, per il limite superiore dell'intervallo, dell'incremento di periodo dovuto alle plasticizzazioni, da valutarsi in funzione del fattore di comportamento attribuito alla struttura. Lo stesso fattore di comportamento deve essere utilizzato per la valutazione della risposta spettrale inelastica della struttura.

Formulazione semplificata, a diverse quote, per elementi non strutturali, impianti, eventuali meccanismi locali

Nel seguito è fornita una formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consente di valutare lo spettro di accelerazione $S_{eZ}(T,\xi)$ ad una quota z significativa per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame; la formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi; in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice k):

$$S_{eZ}(T,\xi,z) = \sqrt{\sum (S_{eZ,k}(T,\xi,z))^2} \;\; (\geq S_e(T,\xi) \;\; per \;\; T > T_1 \qquad [C7.2.5]$$

$$S_{eZ,k}(T,\xi,z)=\begin{cases}\dfrac{1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{Z,k}(z)}{1+\left[1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)-1\right]\left(1-\frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & per\ \ T<aT_k\\ 1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{Z,k}(z) & per\ \ aT_k\le T<bT_k\\ \dfrac{1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{Z,k}(z)}{1+\left[1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)-1\right]\left(\frac{T}{bT_k}-1\right)^{1.2}} & per\ \ T\ge bT_k\end{cases}\qquad [C7.2.6]$$

$$a_{Z,k}(z)=S_e(T_k,\xi_k)|\gamma_k\psi_k(z)|\sqrt{1+0.0004\xi_k^2}\qquad [C7.2.7]$$

dove:

$S_e(T,\xi)$ è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

$S_{eZ,k}$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k-esimo modo della struttura principale, di periodo proprio T_k e smorzamento viscoso equivalente ξ_k (in percentuale);

a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;

γ_k è il k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$ è il valore della k-esima forma modale alla quota z, nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5%, dato dalla (3.2.4) nel § 3.2.3.2.1;

$a_{Z,k}$ è il contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

L'accelerazione massima alla quota z è quindi fornita dalla seguente espressione:

$$a_Z(z)=\sqrt{\sum\left(a_{Z,k}(z)\right)^2}\qquad [C7.2.8]$$

mentre il contributo al picco di accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo T_k, fornito dal k-esimo modo, vale:

$$S_{eZ,k}(T_k,\xi,z)=1.1\xi_k^{-0.5}\eta(\xi)a_{Z,k}(z)\qquad [C7.2.9]$$

Nella verifica di meccanismi locali in edifici multipiano è, in genere, sufficiente riferirsi al solo primo modo di vibrare nella direzione di verifica, in quanto è quello che induce la domanda di spostamento più significativa; nel caso in cui si stia eseguendo una verifica globale dell'edificio principale attraverso un'analisi statica non lineare, per il periodo T_1 può essere assunto il periodo elastico T^*, dato dalla formula [C7.3.6] riportata nel § C7.3.4.2.

Una valutazione più accurata di T_1 richiederebbe la stima del periodo secante del sistema bilineare, in corrispondenza della domanda di spostamento (v. equazione [C7.3.7] o [C7.3.8]) prodotta dall'accelerazione al suolo che porta allo stato limite il meccanismo locale (procedimento iterativo che tiene conto dello stato di danneggiamento della struttura principale, al raggiungimento dello stato limite da parte del meccanismo locale).

In assenza di tali valutazioni, il periodo T_1 può essere stimato con la formula [7.3.6] del § 7.3.3.2.

Nel caso di strutture con masse distribuite in maniera sostanzialmente uniforme lungo l'altezza, se si assume la prima forma modale lineare e la si normalizza allo spostamento in sommità all'edificio, il coefficiente di partecipazione modale può essere approssimato dalla formula:

$$\gamma_1=\frac{3n}{2n+1}\qquad [C7.2.10]$$

dove n è il numero di piani.

Si segnala che gli spettri alle diverse quote sono fortemente influenzati dal livello di non linearità della struttura principale; essi presentano infatti una forte amplificazione in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura elastica. Tale amplificazione si riduce considerevolmente quando la struttura entra in campo non lineare. La formulazione proposta considera tale effetto attraverso lo smorzamento viscoso equivalente ξ_k e l'incremento del periodo equivalente T_k.

Formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai

Per le sole costruzioni con struttura intelaiata, in alternativa alle precedenti formulazioni e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5].

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5 o 11].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1+\frac{z}{H}\right)\left[\frac{a_p}{1+(a_p-1)\left(1-\frac{T_a}{aT_1}\right)^2}\right] \geq \alpha S & per\ T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1+\frac{z}{H}\right) a_p & per\ aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1+\frac{z}{H}\right)\left[\frac{a_p}{1+(a_p-1)\left(1-\frac{T_a}{bT_1}\right)^2}\right] \geq \alpha S & per\ T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre z = 0.

Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri a, b e a_p sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

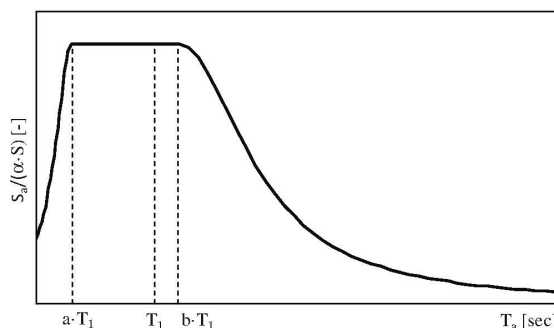



Figura. C7.2.3 –*Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali*

Tabella C7.2.II- *Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1.*

	a	b	a_p
T_1< 0,5 s	0.8	1,4	5,0
0,5 s < T_1 < 1,0 s	0.3	1,2	4,0
T_1> 1,0 s	0.3	1,0	2,5

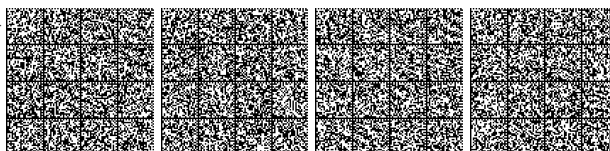
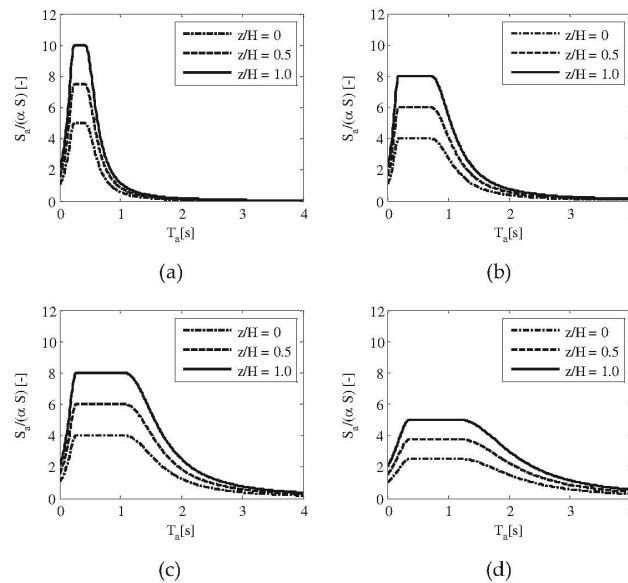



Figura C7.2.4 - *Accelerazione massima, normalizzata rispetto ad αS, per i seguenti valori di T_1: (a) T_1 = 0,3 s, (b) T_1 = 0,6 s,(c) T_1 = 0,9 s, (d) T_1 = 1,2 s.*

L'approccio seguito per la determinazione degli effetti sugli elementi non strutturali del secondo gruppo può essere utilizzato anche per quelli del primo gruppo, a condizione che la risposta strutturale sia determinata attraverso un modello che includa sia la massa sia la rigidezza degli elementi non strutturali. Ciò può rendersi necessario per quei modelli che non consentano la determinazione diretta della risposta dinamica degli elementi non strutturali.

C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL' AZIONE SISMICA

Modellazione della struttura

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e essere collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono, affinché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta; in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, specie se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidezza.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando gli orizzontamenti siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidezza e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità.

Ai fini di una corretta valutazione della risposta strutturale, la norma richiede che, nel rappresentare la rigidezza flessionale e a taglio dei singoli elementi di muratura, calcestruzzo, acciaio-calcestruzzo, si tenga conto della fessurazione. La norma prevede che, in assenza di analisi specifiche, la rigidezza degli elementi fessurati non sia assunta minore del 50% delle corrispondenti rigidezze non fessurate. Valori minori possono essere assunti a fronte di specifiche valutazioni adeguatamente motivate.

La norma precisa che in ogni caso, nella valutazione della rigidezza degli elementi fessurati, si debba tenere conto dello stato limite considerato[6] e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

---

[6]il coefficiente di fessurazione allo SLD dipende dal fattore di comportamento q, in quanto quest'ultimo condiziona lo stato fessurativo che si riscontra in corrispondenza dei diversi stati limite considerati. Ad esempio, se si adotta per la progettazione allo SLV un fattore di comportamento q di notevole entità, è ragionevole ipotizzare che molti elementi possano essere plasticizzati e che gran parte di essi siano fessurati in maniera estesa; può accadere inoltre che, in corrispondenza di un'azione sismica minore (ad esempio quella corrispondente allo SLD), ci siano già plasticizzazioni ed estese fessurazioni. Se invece la struttura è stata progettata allo SLV per valori ridotti del fattore di comportamento q, è ragionevole ipotizzare che, per azioni sismiche minori quali quelle relative allo SLD, molti elementi siano ancora in campo elastico o siano fessurati in maniera limitata, tenuto sempre conto che la fessurazione si manifesta comunque anche per effetto dei soli carichi verticali. Per gli elementi di calcestruzzo armato la fessurazione degli elementi dipende dalla geometria, dai quantitativi di armatura e dallo stato di sollecitazione; pertanto, per tenerne correttamente conto, si dovrebbe ricorrere a un processo iterativo, che risulterebbe eccessivamente oneroso e, in ogni caso, affetto da numerose incertezze.

Per gli elementi in calcestruzzo armato si può, in maniera semplificata, adottare un coefficiente riduttivo della rigidezza denominato coefficiente di fessurazione α_f, da applicare sia alla rigidezza flessionale sia alla rigidezza a taglio di ciascun elemento. Tale coefficiente è espresso in funzione del carico assiale N e del fattore di comportamento q adottati per la progettazione allo SLV.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), q rappresenta il fattore di comportamento, N lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica, A_c l'area della sezione, f_{cd} la resistenza a compressione del calcestruzzo.

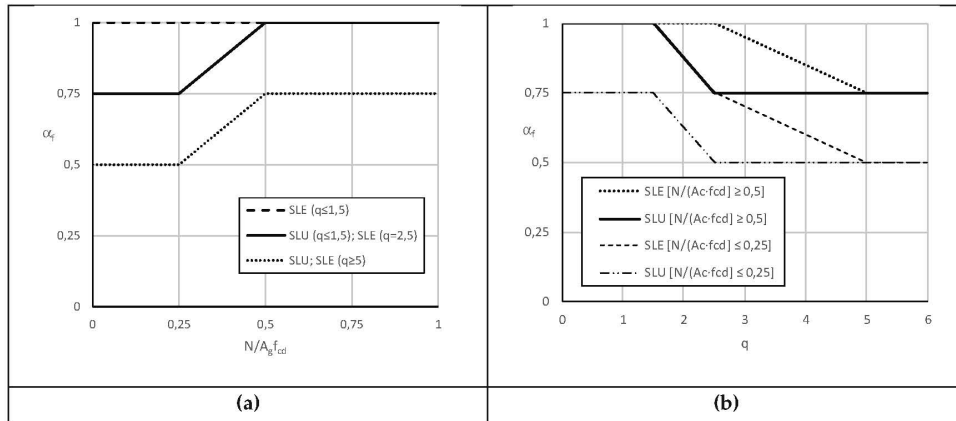



Figura C7.2.5 *Dipendenza di α_f dal carico assiale N e dal fattore di comportamento q.*

Modellazione dell'azione sismica

Per semplicità di analisi è possibile descrivere la variabilità spaziale del moto e l'aleatorietà dell'effettivo baricentro delle masse e delle rigidezze attraverso lo spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria nella direzione delle due componenti orizzontali e in ambo i versi. In alternativa è consentito (§7.3.3) applicare un momento torcente valutato a partire dalla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale[7] del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

Nel valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale, si dovranno considerare, ovviamente, gli effetti concomitanti delle due componenti dell'azione sismica, utilizzando le regole di combinazione indicate al § 7.3.5.

C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

C7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

Quando nella progettazione allo SLV si adottano fattori di comportamento q elevati (mediamente superiori a 2,5), può accadere che le ordinate dello spettro SLD superino le corrispondenti ordinate dello spettro SLV.

Ciò implica, per le strutture in classe d'uso 1 e 2, per le quali allo SLD è richiesta dalle NTC la sola verifica in termini di rigidezza (RIG, si veda § 7.3.6) che gli elementi strutturali possano plasticizzarsi anche per eventi sismici relativamente frequenti, quali quelli corrispondenti allo SLD. In questo caso, se si vuole garantire l'assenza di danno strutturale allo SLD, è necessario effettuare, allo stesso SLD, anche la verifica in termini di resistenza (RES) oppure si può ridurre il fattore di comportamento da adottare nella progettazione allo SLV in modo tale da mantenere le ordinate dello spettro SLD al di sotto delle corrispondenti ordinate delle spettro SLV.

Il nuovo fattore di comportamento q' può essere ottenuto, per ciascuna direzione, dalla relazione C7.3.1:

$$q' = q_{ND} \cdot \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S_{e,SLD}(T_1)} \qquad [C7.3.1]$$

Dove: q_{ND} è il fattore di comportamento non dissipativo definito dall'espressione [7.3.2] della norma; T_1 è il periodo del primo modo traslazionale nella direzione considerata; $S_{e,SLV}(T_1)$ e $S_{e,SLD}(T_1)$ sono, rispettivamente, la risposta spettrale elastica allo SLV e allo SLD, relative al periodo T_1.

[7] Si specifica che l'eccentricità accidentale, oltre che per considerare le incertezze legate alla localizzazione delle masse, è una maniera indiretta per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico. A rigore, infatti, si dovrebbe considerare una componente torsionale del trascinamento sismico, sia nelle analisi statiche, sia nelle analisi dinamiche; tradizionalmente, invece, l'azione sismica viene descritta esclusivamente attraverso le due componenti traslazionali orizzontali del moto, cui va aggiunta, ove significativa, la componente verticale.

Gli effetti torsionali accidentali, sia nel caso di analisi lineare statica o dinamica e non lineare statica o dinamica, vengono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA[8]

C7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA[9]

In letteratura e nei diversi documenti tecnici di riferimento esistono espressioni più o meno semplici per determinare, in maniera approssimata, il periodo del primo modo di vibrare della struttura, in ciascuna delle due direzioni principali.

L'equazione [7.3.6] della norma porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidezza laterale della struttura e risulta, pertanto, più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, basate unicamente sul numero di piani o sull'altezza complessiva della costruzione, ma richiede necessariamente un modello di calcolo e un'analisi statica specifica.

Dipende dalle finalità dell'analisi il grado di approssimazione da conseguire nella determinazione del periodo T_1, cui è legata la risposta spettrale e quindi l'entità delle forze statiche equivalenti. In via di prima approssimazione, si può utilizzare la seguente espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \qquad [C7.3.2]$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura.

---

[8] L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, avviene in tre passi fondamentali:

1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della struttura (analisi modale);
2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentati dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T e da un fattore di smorzamento convenzionale ξ, nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali ad esempio quelli di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore del fattore di smorzamento convenzionale ξ ossia $\xi = 5\%$. Qualunque configurazione deformata di una struttura (e lo stato di sollecitazione a tale deformata connesso), può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento ad esso associate, da cui dipendono, unitamente alla corrispondente amplificazione, gli effetti che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante. L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale. La regola di combinazione imposta dalla norma è la regola di combinazione quadratica completa CQC (Complete Quadratic Combination): tale regola porta in conto anche l'eventuale correlazione tra i modi, attraverso il fattore ρ_{ij}. Essa degenera nella più semplice regola SRSS (Square Root of Sum of Squares), valida nell'ipotesi in cui i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La SRSS può essere utilizzata, ove ritenuto necessario, come riferimento per il controllo dei risultati, tenendo presente che, in assenza di correlazione, la CQC degenera nella SRSS e che, in generale, quando il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di più del 10% da quello degli altri modi, le differenze tra le due regole diventano trascurabili.

[9] L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in un'analisi lineare dinamica semplificata in cui:

1) invece di effettuare l'analisi dinamica della costruzione si assume per essa un modo di vibrare principale avente un periodo T1 calcolato in maniera approssimata (utilizzando l'espressione [7.3.6] delle NTC) e spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione [7.3.7] delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota λ di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il modo di vibrare principale considerato;
3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano altri modi di vibrare.

C7.3.4 ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA

C7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA

Per eseguire analisi non lineari dinamiche occorre definire da un lato un modello della struttura che descriva opportunamente le fonti di non linearità significative, dall'altro le storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi possono essere artificiali, naturali o simulati e devono essere opportunamente selezionati e scalati, secondo quanto indicato nel § 3.2.3.6 e nel § C3.2.3.6.

Nelle analisi non lineari con integrazione al passo, un punto cruciale, oltre alla selezione degli accelerogrammi, è rappresentato dalla scelta delle direzioni di applicazione dell'input sismico rispetto alle direzioni principali della struttura.

A questo scopo, per gli accelerogrammi naturali, può essere utile proiettare ciascuna coppia di registrazioni lungo le direzioni principali del sisma, come indicato al § C3.2.3.6.

I modelli da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione degli elementi strutturali in termini di rigidezza, resistenza, e di comportamento post-elastico, dovendo rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi e i possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche. Un punto cruciale, nelle analisi non lineari dinamiche, è rappresentato dalla adeguata definizione della matrice di smorzamento.

La norma richiede espressamente il confronto tra i risultati dell'analisi dinamica non lineare e quelli dell'analisi modale con spettro di progetto, in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Tale confronto deve fornire risultati coerenti, in generale spiegabili attraverso il fattore di comportamento o, in caso contrario, attraverso l'interpretazione della risposta della struttura e dei meccanismi inelastici evidenziati dalle analisi non lineari.

C7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione F_b-d_c, in cui F_b è il taglio alla base e d_c lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà.

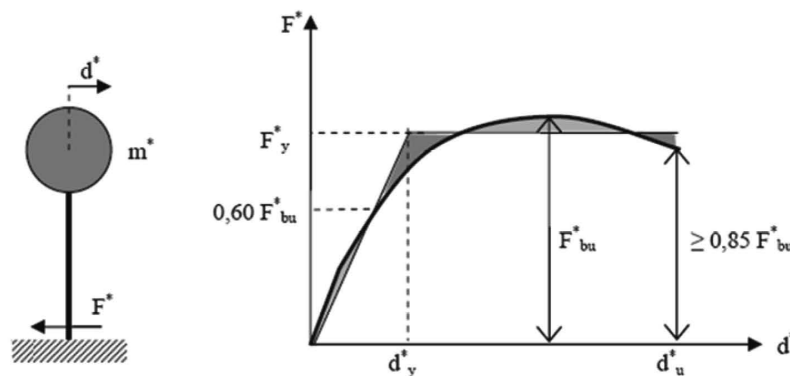



Figura C7.3.1 – *Sistema e diagramma bilineare equivalente*

La forza F^* e lo spostamento d* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b/\Gamma \quad [C7.3.3]$$

$$d^* = d_c/\Gamma \quad [C7.3.4]$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad [C7.3.5]$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo dc = 1; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Ai fini operativi, per poter determinare in forma chiusa l'energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva F*-d*siano uguali.

Per la valutazione del punto di prestazione (PP) della struttura è possibile seguire uno dei seguenti metodi:

- ***Metodo A***, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.
- ***Metodo B***, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

Metodo A

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (si veda Figura C7.3.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^*si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^*corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \qquad [C7.3.6]$$

dove $m^* = \Phi\, M\tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui $T^* \geq T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Figura C7.3.2a):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \qquad [C7.3.7]$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Figura C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d_{e,max}^* \qquad [C7.3.8]$$

dove $q^* = S_e(T^*)m^* / F_y^*$ è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

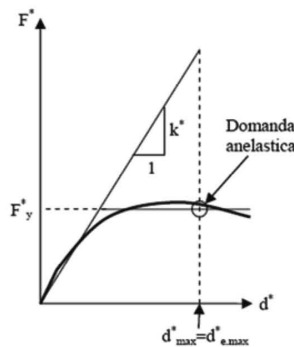



Figura C7.3.2a – *Spostamento di riferimento per $T^* \geq T_C$*

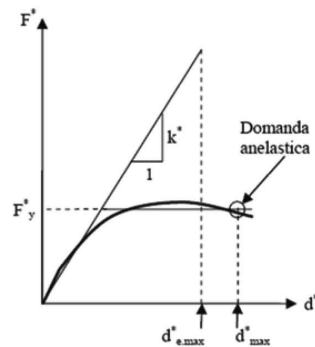



Figura C7.3.2b – *Spostamento di riferimento per $T^* < T_C$*

Metodo B

In questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sono valutati attraverso un processo iterativo.

Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali S_e sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali S_{De}, ottenuti attraverso l'espressione [3.2.10] delle NTC.

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento d^*_{max} sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d^{*(0)}_{\max} = d_e \quad \text{[C7.3.9]}$$

Stimato il punto di prestazione (F_{max}*,d_{max}*) sulla curva di capacità del sistema equivalente F*-d*, ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza F_y* e la pendenza del tratto F_y*-d_{max}* imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in Figura C7.3.3. Per rappresentare la curva bilineare F*-d* sul piano ADRS, occorre dividere le forze per m*.

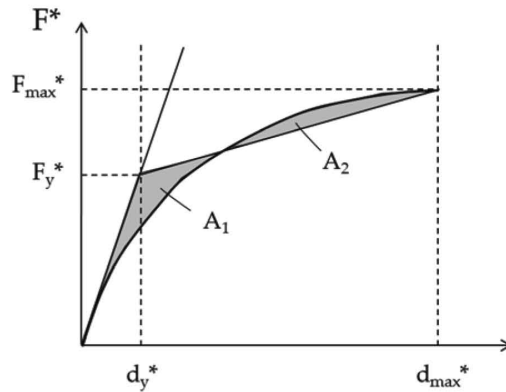



Figura C7.3.3– *Bilinearizzazione equivalente*

A partire dalla curva bilinearizzata così definita, si calcola lo smorzamento viscoso equivalente associato, espresso in percentuale, attraverso la [C7.3.10]:

$$\xi^{(1)}_{eq} = k\,\frac{63.7\left(F^{*(0)}_y d^{*(0)}_{\max} - F^{*(0)}_{\max} d^{*(0)}_y\right)}{F^{*(0)}_{\max} d^{*(0)}_{\max}} + 5 \quad \text{[C7.3.10]}$$

dove il coefficiente k tiene conto delle capacità dissipative della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi.

Indicativamente, si possono assumere i seguenti valori, a seconda della differente tipologia strutturale:

- strutture a elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi): k=1;
- strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area): k=0,66;
- strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area): k=0,33;
- strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione: va valutata l'energia dissipata complessivamente, attribuendo alla struttura e al sistema di dissipazione il valore di k corrispondente all'effettiva capacità di dissipazione.

Grazie al coefficiente ξ_{eq} così calcolato si abbatte, utilizzando l'espressione [3.2.4] delle NTC, lo spettro di domanda.

L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Figura C7.3.4; se esso è caratterizzato da uno spostamento$d^{*(1)}_{max}$ ragionevolmente prossimo a quello stimato in partenza$d^{*(0)}_{max}$, la procedura iterativa ha terminee si ha la soluzione.

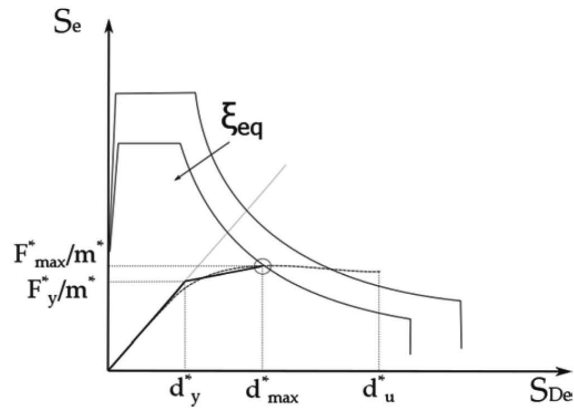



Figura C7.3.4– *Individuazione del Punto di prestazione*

La procedura, iterativa, è ripetuta fino a convergenza della soluzione, entro la tolleranza stabilita, secondo lo schema di Figura C7.3.5.

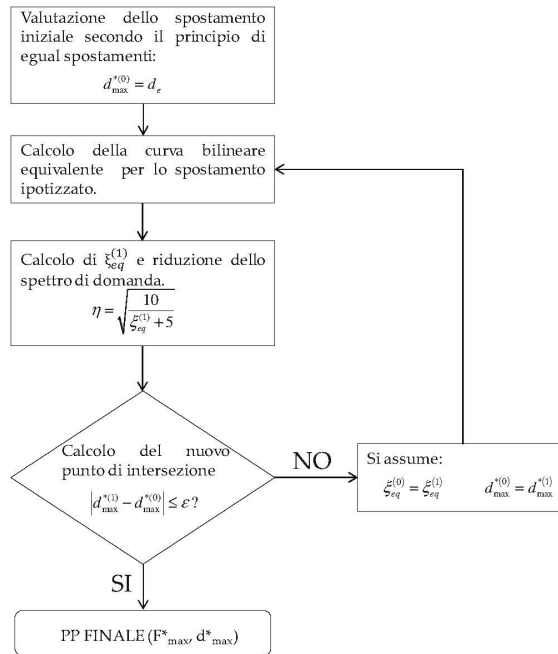
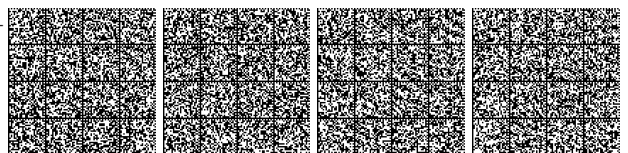



Figura C7.3.5– *Diagramma di flusso per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione*

Una volta trovata la domanda in spostamento, d^*_{max}, per lo stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti, per gli elementi/meccanismi duttili, e delle resistenze, per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica, condotta nei modi previsti dalle NTC, può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

Per ciascuna direzione, devono essere eseguite due analisi distinte, applicando l'azione sismica in entrambi i possibili versi e considerando gli effetti più sfavorevoli derivanti da ciascuna delle due analisi.

C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Nel caso di analisi statiche non lineari è possibile applicare separatamente ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale ove necessario ed agli spostamenti relativi prodotti della variabilità spaziale del moto ove necessario), riconducendo quindi la valutazione unitaria degli effetti massimi ai valori più sfavorevoli così ottenuti.

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono. In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.4.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presentando difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali, richiede una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

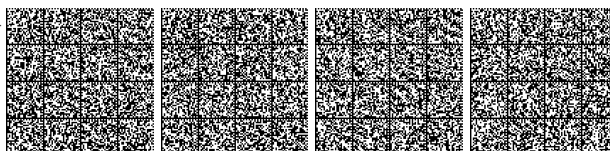
C7.3.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

In generale, la progettazione ha un'articolazione di tipo multi-prestazionale e multi-strategico. I diversi livelli prestazionali sono associati ai diversi stati limite, mentre le diverse strategie sono associate alla destinazione d'uso della costruzione.

La Tab. 7.3.III della norma sintetizza le diverse verifiche da eseguire per le costruzioni a comportamento dissipativo; nella Tabella C7.3.I, si esplicitano con maggiore dettaglio le verifiche riportate nella Tabella 7.3.III della norma, fornendo anche una descrizione sintetica della prestazione associata a ciascuno stato limite e indicando, per ogni elemento costruttivo, il riferimento al paragrafo della norma a cui si riferisce ciascuna delle verifiche.

La tabella C7.3.I fornisce, per ciascuno Stato Limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica, inoltre, il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

Tabella C7.3.I - *Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche*

STATI LIMITE		Descrizione della prestazione		ST			NS	IM		Classe d'uso		
				RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV
SLE	SLO	NS ST	Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1								x
		IM	Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3				x
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
		NS ST	Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x	
SLU	SLV	ST	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		§ 7.3.6.1					x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				§ 7.3.6.3				x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti						§ 7.3.6.3		x	x

	SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)					x	x
		ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)					x	x

C7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

Nelle verifiche di cui al § 7.3.6.1,nel caso di analisi lineari (§7.3.3.) si assume $d_r = d_{Ee}$.[10]

In merito alle "Verifiche di Rigidezza (RIG)", per le tamponature duttili di cui al punto a) e per le tamponature di cui al punto b), va verificato sperimentalmente che il raggiungimento dei rispettivi limiti di interpiano 0,0075h e 0,0100h siano ottenuti sulla parte ascendente della curva di comportamento Forza-Spostamento relativo, oppure sul ramo discendente verificando però che la perdita di resistenza sia inferiore al 10% del massimo. Inoltre, durante la prova non si dovranno riscontrare significativi danneggiamenti sugli elementi.

Per tamponature duttili si intendono elementi non strutturali che sviluppano un comportamento plastico o incrudente al di là del limite elastico e deformazioni significativamente maggiori delle deformazioni al limite elastico.

C7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

Il controllo del danno negli elementi non strutturali si effettua, in maniera indiretta, intervenendo sulla rigidezza degli elementi strutturali al fine di contenere gli spostamenti di interpiano, come indicato al § 7.3.6.1. Devono essere eseguite invece verifiche dirette in termini di stabilità. La prestazione, consistente nell'evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l'azione della F_a, si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm. La domanda sismica F_a si determina secondo le indicazioni del § 7.2.3 della norma e del § C7.2.3.

C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

Per le costruzioni con struttura di calcestruzzo la norma contiene disposizioni specifiche a seconda del comportamento strutturale prescelto.

Nel caso di ***comportamento strutturale non dissipativo*** si fa riferimento unicamente al § 4.1 delle NTC, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che gli elementi strutturali siano progettati per rimanere in campo sostanzialmente elastico.

Nel caso di ***comportamento strutturale dissipativo***, i principi e i criteri della progettazione in capacità si applicano, in maniera estesa, alla progettazione di tutti gli elementi strutturali, poiché contribuiscono alla realizzazione di meccanismi ciclici inelastici dissipativi e globalmente stabili.

Nell'ottica del perseguimento di un comportamento duttile, affidato a plasticizzazioni diffuse nelle zone a tal fine individuate (zone dissipative) la norma dà particolare risalto, per le costruzioni di calcestruzzo, al confinamento. È noto, infatti, che il confinamento migliora il comportamento del calcestruzzo in termini sia di resistenza, sia di duttilità. A questo scopo, al § 4.1.2.1.2, la norma fornisce un legame costituivo parabola-rettangolo in grado di descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato da armature trasversali. Tale legame può essere utilizzato, con riferimento al solo nucleo confinato, per il calcolo della capacità della sezione, in termini di resistenza e di duttilità.

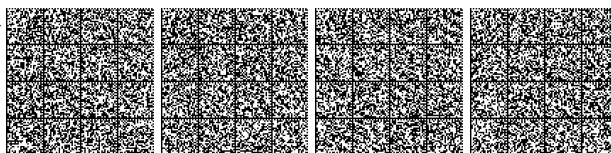
Per garantire un comportamento globalmente duttile, anche in considerazione dell'esigenza di contenere i fenomeni di degrado oligociclico e riduzione di rigidezza nelle zone dissipative, le verifiche di duttilità sono espressamente richieste nelle zone dissipative, sia degli elementi primari, sia degli elementi secondari.

Un particolare riguardo è richiesto per le verifiche di duttilità nelle zone allo spiccato delle fondazioni di tutti i pilastri primari. Per questi elementi, la norma fornisce, in alternativa alle verifiche specifiche, anche delle espressioni semplificate per il calcolo delle armature trasversali in funzione della domanda di duttilità.

---

[10]Le verifiche sugli elementi strutturali si eseguono in termini di:

- rigidezza, per contenere le deformazioni indotte dal sisma e conseguentemente i danni sugli elementi non strutturali;
- resistenza, per soddisfare la domanda allo SLV, in condizioni ultime o sostanzialmente elastiche, a seconda che si faccia riferimento a un comportamento strutturale dissipativo o non dissipativo;
- duttilità, per garantire alla struttura la capacità di sostenere la domanda di spostamento allo SLC.

Relativamente all'ultimo dei tre punti sopra elencati, per le strutture a telaio o a pareti, oltre ai dettagli costruttivi, sono previste specifiche verifiche di duttilità che riguardano gli elementi verticali primari allo spiccato delle fondazioni e per tutte le zone dissipative degli elementi strutturali secondari.

In generale, per tutti gli elementi strutturali, la norma fornisce dettagli costruttivi finalizzati a garantire il comportamento desiderato a livello sia locale sia globale.

C7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

C7.4.2.1 CONGLOMERATO

Si consente l'impiego di calcestruzzi con aggregati leggeri purché di sufficiente resistenza.

C7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

La norma identifica le tipologie strutturali, classificandole essenzialmente in base alla tipologia delle strutture verticali che contribuiscono maggiormente alla resistenza laterale. Ciò significa che l'individuazione della tipologia è possibile, a rigore, solo a progettazione avvenuta e, considerato che i fattori di comportamento e dunque l'azione sismica di progetto dipendono proprio dalla tipologia, il processo dovrebbe essere di necessità iterativo.

In realtà, almeno in prima battuta, per l'identificazione della tipologia strutturale, si può valutare la percentuale del taglio totale al piede agente su ciascun tipo di struttura verticale sismoresistente (telaio, parete, ecc.)a partire dalle rigidezze relative, quindi in base alla ripartizione delle sollecitazioni ottenuta attraverso un modello elastico. Sarebbe pertanto opportuno verificare, almeno a fine progettazione, la ripartizione delle resistenze rispetto alla resistenza a taglio totale, o comunque tenere debitamente conto delle eventuali incertezze nell'individuazione della tipologia strutturale ai fini della determinazione del fattore di comportamento.

Le strutture dotate di rigidezza e/o resistenza torsionale basse sono deformabili torsionalmente; per tali tipologie strutturali occorre evitare o limitare, quanto più possibile, le eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza, in quanto l'attivazione di modi di vibrare torsionali può provocare amplificazioni significative degli effetti legati all'azione sismica. Qualora non si riesca, modificando opportunamente la geometria e la disposizione degli elementi strutturali, a ridurre la significatività dei modi torsionali, la norma tende a penalizzare la struttura, particolarmente nei telai perimetrali, per tener conto dell'incremento della domanda di duttilità dovuta alla torsione d'insieme.

Da un punto di vista operativo, ciò si traduce in una riduzione significativa del fattore di comportamento e nel conseguente incremento dell'azione sismica di progetto. Secondo quanto prescritto al § 7.4.3.1, le strutture deformabili torsionalmente sono tipologie strutturali la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2>1$.

Il parametro r è il raggio torsionale, che può essere così calcolato:

$$r = \sqrt{\frac{K_\theta}{K}} \qquad [C7.4.1]$$

dove:

K_θ è la rigidezza torsionale di piano rispetto al centro di rigidezza;

K è la maggiore tra le rigidezze di piano.

Per la determinazione della rigidezza torsionale e flessionale di piano occorre considerare tutti gli elementi strutturali primari.

Il parametro l_s è il raggio di inerzia delle masse, che è pari alla radice quadrata del rapporto tra il momento di inerzia polare della massa del piano, rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa, e la massa del piano stesso. Nel caso di pianta rettangolare e distribuzione uniforme delle masse, è valida la formulazione semplificata proposta dalla norma al § 7.4.3.1; tale espressione può essere estesa a tutte le strutture che rispettano i requisiti di regolarità in pianta, considerando L e B come le dimensioni medie dell'ingombro lungo le due direzioni principali.

Alternativamente l'individuazione delle strutture deformabili torsionalmente può essere effettuata valutando il rapporto Ωtra i periodi dei modi di vibrare:

$$\Omega = \frac{T}{T_\theta} \qquad [C7.4.2]$$

dove:

T Periodo traslazionale disaccoppiato;

T_θ Periodo torsionale disaccoppiato.

Se Ω è maggiore di 1 la risposta è principalmente traslazionale, se inferiore ad 1 la risposta è dominata da un comportamento torsionale, dunque la struttura viene classificata come deformabile torsionalmente.

C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRIMARI E SECONDARI

L'analisi delle sollecitazioni è effettuata con riferimento alla combinazione sismica delle azioni specificata al § 2.5.3 delle NTC ed alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma specificata al § 7.3.5 delle NTC (espressione [7.3.10]). Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali si effettuano come indicato al § 4.1.2 delle NTC, dove si assumono, per tener conto del degrado ciclico dei materiali, gli stessi coefficienti parziali γ_C e γ_S delle condizioni non sismiche.

Le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4 delle NTC si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la progettazione in capacità indicate al § 7.4 delle NTC per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

Nella valutazione della duttilità di curvatura per le verifiche di duttilità nelle zone dissipative, il contributo in termini di resistenza e di duttilità dovuto al confinamento del calcestruzzo va considerato utilizzando modelli adeguati, così come specificato al Capitolo 4 delle NTC. A tal fine, la sola parte di calcestruzzo contenuta all'interno delle armature che garantiscono il confinamento può essere considerata efficacemente confinata.

In condizioni sismiche, quando nell'elemento si formano cerniere duttili occorre assicurare che la riduzione di resistenza a taglio, legata alla domanda di duttilità in condizioni cicliche, non attivi un meccanismo combinato di taglio-flessione.

Tale verifica deve essere eseguita almeno nelle zone dissipative degli elementi in cui sono attese con maggiore probabilità le plasticizzazioni, ovvero le sezioni di estremità delle travi, dei pilastri secondari e le sezioni allo spiccato dei pilastri primari e delle pareti.

Si deve verificare che la capacità a taglio nell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata in base ai criteri della progettazione in capacità, con i fattori di sovraresistenza specifici per la classe di duttilità scelta.

La capacità a taglio in condizioni cicliche, in funzione della domanda di duttilità, può essere determinata come indicato nei successivi paragrafi. Ciò comporta l'esecuzione di una ulteriore verifica a taglio, per garantire il raggiungimento della duttilità di rotazione delle zone dissipative senza che si attivi un meccanismo a taglio. Il quantitativo di armatura trasversale nelle zone dissipative sarà, pertanto, pari al valore massimo tra l'armatura trasversale a taglio, considerando il degrado ciclico di resistenza, e l'armatura trasversale per il confinamento, necessaria a conseguire una duttilità di curvatura maggiore di quella richiesta, coerentemente con il fattore di comportamento adottato.

C7.4.4.1 TRAVI

C7.4.4.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

Taglio

Per il calcolo della domanda a taglio sulla trave, si può far riferimento allo schema di Figura C7.4.1, dove è rappresentato sia il caso di plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è inferiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo) sia il caso di plasticizzazione dei pilastri (quando la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nel nodo è superiore alla somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti nel medesimo nodo).

Si precisa che quest'ultima condizione potrebbe presentarsi in differenti situazioni, in accordo con i principi di progettazione in capacità e con le prescrizioni definite nel Capitolo 7 delle NTC, ad esempio in corrispondenza di pilastri trattati come elementi secondari oppure quando le travi appartengono all'ultimo orizzontamento.

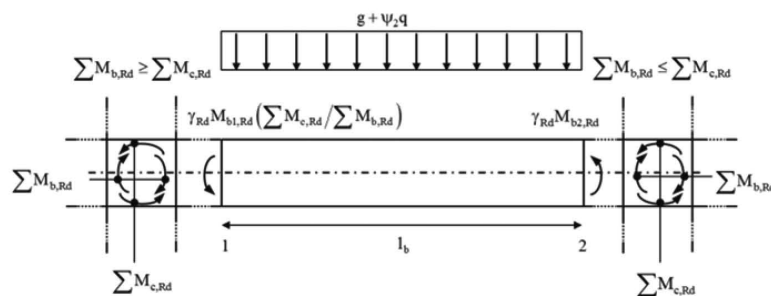



Figura C7.4.1 – *Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto V_{Ed} nelle travi.*

C7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al Capitolo 4 delle NTC.

C7.4.4.2 PILASTRI

C7.4.4.2.1 Verifiche di resistenza (RES)

La progettazione in capacità dei pilastri prevede, basandosi su considerazioni di equilibrio, che la somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità dei pilastri convergenti in un nodo sia maggiore della somma dei momenti resistenti delle sezioni di estremità delle travi convergenti nello stesso nodo, moltiplicati per un fattore di sovraresistenza.

Dal punto di vista applicativo, per determinare le sollecitazioni di progetto in ciascuna sezione dei pilastri all'interfaccia col pannello nodale, si può ipotizzare che il rapporto fra i momenti flettenti nelle due sezioni considerate si mantenga invariato a seguito delle plasticizzazioni nelle travi; in tale ipotesi, il coefficiente moltiplicativo α da applicare ai momenti flettenti sui pilastri derivanti dall'analisi elastica vale:

$$\alpha = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Ed}} \qquad [C7.4.3]$$

con $M_{b,Rd}$ momento resistente della generica trave convergente nel nodo e $M_{c,Ed}$ momento di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le travi e i pilastri concorrenti nel nodo. Se i momenti di calcolo nei due pilastri concorrenti al nodo sono discordi vale quanto detto al § 7.4.4.2.1 e descritto in Fig. 7.4.2 delle NTC, dunque al denominatore della [C7.4.3] va il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula [C7.4.3] rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula [7.4.4] delle NTC, unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione anticipata riducendo, in ossequio ai principi della progettazione in capacità, la domanda di duttilità su di essi. In questo caso, a parte le incertezze portate in conto attraverso il fattore di sovraresistenza, la progettazione in capacità non è in grado di impedire plasticizzazioni, seppur limitate, in alcuni pilastri.

Nella realtà, infatti, a causa della variazione delle rigidezze relative fra gli elementi strutturali, quando la struttura entra in campo inelastico varia la distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione all'interno della struttura. Può pertanto accadere che, pur mantenendosi inalterato l'equilibrio al nodo, una volta raggiunta la plasticizzazione nelle sezioni delle travi possa modificarsi, all'interfaccia del pannello nodale, il rapporto fra i momenti nelle sezioni dei pilastri convergenti nel medesimo nodo ovvero, in pratica, che uno dei due momenti dei pilastri possa crescere, potenzialmente fino alla plasticizzazione, e l'altro decrescere.

Pertanto non è escluso che, pur avendo utilizzato le regole della progettazione in capacità, si possano verificare delle plasticizzazioni nelle zone di estremità di qualche pilastro. D'altra parte, scopo della progettazione in capacità è limitare il più possibile tale eventualità e, soprattutto, escludere la formazione di meccanismi globalmente instabili, quali ad esempio quelli che possono determinarsi a causa della plasticizzazione contemporanea, alla base ed in testa, di tutti i pilastri di uno stesso livello (meccanismi di piano).

Per i motivi detti, nelle zone dissipative di tutti i pilastri primari la norma aggiunge, all'utilizzo della progettazione in capacità, l'applicazione di specifici accorgimenti per la duttilità. Un riguardo maggiore è dato alle zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari, che devono necessariamente plasticizzarsi affinché si possa formare il meccanismo globale desiderato, cioè quello che prevede la contemporanea plasticizzazione delle sezioni di estremità delle travi a tutti i livelli.

Nella progettazione dei pilastri la norma prevede un approccio semplificato consentendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta purché la corrispondente capacità a flessione del pilastro venga considerata ridotta del 30%.

Le sollecitazioni della domanda si riferiscono alle due combinazioni sismiche con direzioni prevalenti alternate, secondo le regole di combinazione direzionale illustrate al § 7.3.5 delle NTC. Quando si applica la progettazione in capacità, per ottenere la domanda a pressoflessione deviata su ciascuna sezione dei pilastri, si può procedere nel modo seguente.

Per ciascuna combinazione direzionale, si determinano i rapporti tra i momenti flettenti lungo le direzioni principali della sezione considerata. Per ogni direzione principale della sezione, individuata la combinazione che massimizza la relativa componente di momento flettente, se ne incrementa il valore applicando le regole della progettazione in capacità, a partire dalla capacità delle travi convergenti nel nodo disposte lungo la direzione considerata. Si incrementa poi il momento nell'altra direzione, rispetto a quello ottenuto dall'analisi, in modo da mantenere invariato il rapporto tra le componenti. Si procede in analogia, massimizzando il momento lungo l'altra direzione principale della sezione. A partire dalla domanda a pressoflessione deviata nelle diverse combinazioni, associata ai corrispondenti valori del carico assiale, si eseguono le verifiche di resistenza.

Taglio

Nella valutazione del taglio di calcolo attraverso la formula [7.4.5] delle NTC, $M_{i,d}$ rappresenta la massima azione flettente trasmessa al pilastro, ove si tiene conto che le cerniere plastiche devono formarsi nelle zone estremali delle travi convergenti al nodo oppure (qualora si formino prima) nelle zone di estremità dei pilastri, come illustrato in Figura C7.4.2.

L'utilizzo della [7.4.5] consente di individuare il massimo taglio agente sul pilastro nell'ipotesi che le sequenze di plasticizzazione siano coerenti col meccanismo globale ipotizzato; nella valutazione del taglio di calcolo mediante l'espressione [7.4.5], la lunghezza del pilastro l_p è da valutarsi escludendo l'ingombro delle travi in esso confluenti.

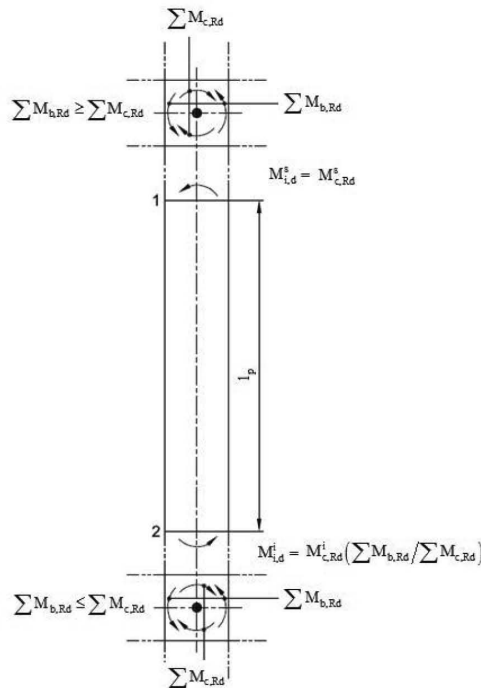



Figura C7.4.2 – *Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di progetto V_{Ed} nei pilastri.*

C7.4.4.2.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Le verifiche di duttilità devono essere eseguite secondo quanto specificato al Capitolo 4 delle NTC. Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone dissipative di tutti i pilastri secondari, al § 7.4.6.2.2 le NTC forniscono, in alternativa alle verifiche di duttilità, i quantitativi di armatura trasversale minimi in funzione della domanda di duttilità.

C7.4.4.3 NODI TRAVE-PILASTRO

Il progetto dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all'interno del pannello nodale (la zona di intersezione tra travi e pilastri) è decisamente più elevata dell'analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all'interno del pannello nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di armatura delle travi. Infatti gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva. È pertanto indispensabile, se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti.

C7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Le verifiche di resistenza dei nodi indicate nel presente paragrafo si applicano a strutture in CD"A" e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD"B". Esse non si applicano alle strutture non dissipative.

Per le verifiche di resistenza dei nodi trave-pilastro è richiesta l'identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all'altro. In Fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali. Le armature trasversali nelle due direzioni devono essere contenute all'interno della zona efficace.

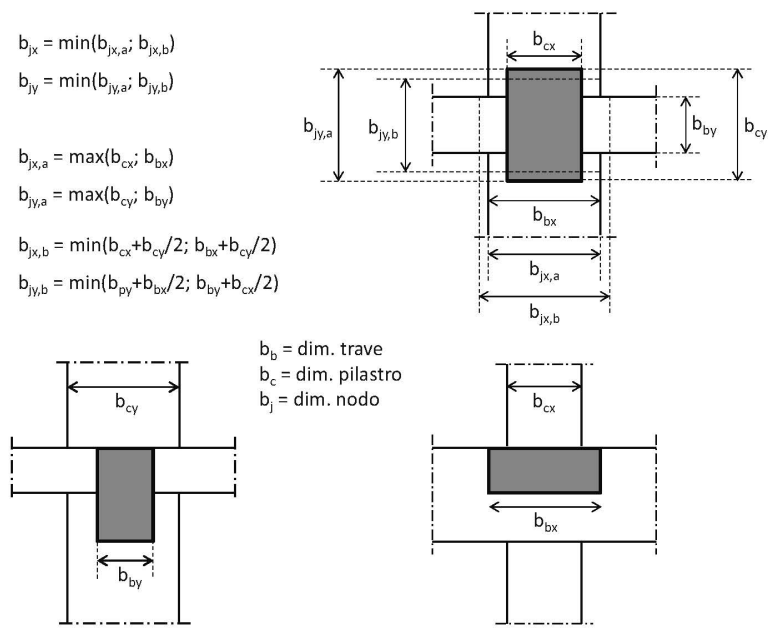



Figura C7.4.3 – *Dimensione efficace dei nodi trave-pilastro*

Per la verifica della capacità del nodo, relativamente alla massima trazione diagonale nel calcestruzzo, le NTC forniscono due formulazioni alternative. Attraverso l'uso della [7.4.10] si garantisce che le tensioni all'interno del pannello nodale non superino la resistenza a trazione del calcestruzzo, garantendo l'integrità del nodo; attraverso la [7.4.11] e la [7.4.12] la capacità del nodo è affidata interamente alle armature orizzontali, accettando dunque la fessurazione del nodo. Nel primo caso la verifica dipende dalle dimensioni del pannello nodale; nel secondo caso la verifica risulta indipendente da esse. E' sufficiente che la verifica risulti soddisfatta per uno dei due approcci.

Per la verifica di capacità del nodo è consigliabile l'utilizzo, nelle due direzioni di verifica del pannello nodale, dello stesso approccio, tra i due consentiti dalla norma.

Nella valutazione di V_{jbd}, di cui alla Equazione [7.4.8], è possibile tenere direttamente conto del confinamento del calcestruzzo, così come indicato al § 4.1.2.1.2.1 delle NTC, ponendo α_j = 0,48 ($f_{ck,c}$ / f_{ck}), avendo cura di considerare soltanto il volume di calcestruzzo effettivamente confinato.

C7.4.4.4 DIAFRAMMI ORIZZONTALI

C7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza (RES)

Qualora la verifica indichi deformazioni sensibili dell'orizzontamento nel suo piano, non si può assumere l'ipotesi di diaframma rigido nell'analisi della struttura.

C7.4.4.5 PARETI

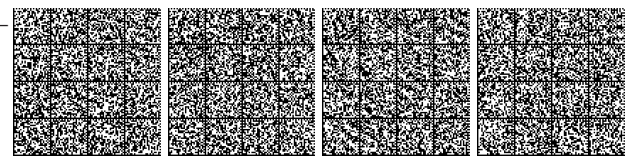
Il presente paragrafo si applica alle verifiche sulle pareti, così come definite al § 7.4.4.5 delle NTC.

Per le strutture di calcestruzzo debolmente armato ottenute con blocchi cassero, si applicano le "linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

C7.4.4.5.1 Verifiche di resistenza (RES)

Nella progettazione di strutture con pareti, la norma consente una ridistribuzione degli effetti dell'azione sismica fino al 30%, purché non si verifichi una riduzione della domanda totale di resistenza delle pareti stesse.

La norma consente di ridistribuire momenti e tagli dalle pareti soggette a modesta compressione o a trazione semplice a quelle soggette a un'elevata compressione assiale, con la finalità di ottenere un comportamento dissipativo stabile.

Nell'avvalersi della possibilità di ridistribuire tra le pareti gli effetti dell'azione sismica, il progettista dovrebbe considerare le variazioni della risposta d'insieme dovute alle ridistribuzioni, quali ad esempio le possibili eccentricità indotte da plasticizzazioni non uniformi nelle pareti, che potrebbero influire sulle condizioni di regolarità strutturale conseguite in fase di dimensionamento degli elementi strutturali.

C7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

Per le zone dissipative delle pareti, la norma prevede che vengano eseguite specifiche verifiche di duttilità. La domanda di duttilità in tali zone viene espressa, a livello di sezione, mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ. Qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_ϕ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 in cui il valore di q è ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd}, dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto (domanda) e M_{Rd} è il momento resistente di calcolo (capacità).

Si noti che, nel caso in cui nella progettazione si ricorra alla ridistribuzione degli effetti tra le pareti, il fattore M_{Ed}/M_{Rd} può assumere valori maggiori dell'unità, comportando un conseguente incremento della domanda di duttilità nelle pareti progettate con valori del momento resistente inferiori alla corrispondente sollecitazione flessionale ottenuta dall'analisi.

Le formule [7.4.32]e [7.4.33] contenute nel § 7.4.6.2.4 delle NTC consentono di determinare i quantitativi di armatura trasversale in funzione della domanda di duttilità; tali quantitativi sono da intendersi come minimi inderogabili solo nel caso in cui non vengano eseguite le verifiche di duttilità come indicato al § 7.4.4.5.2.

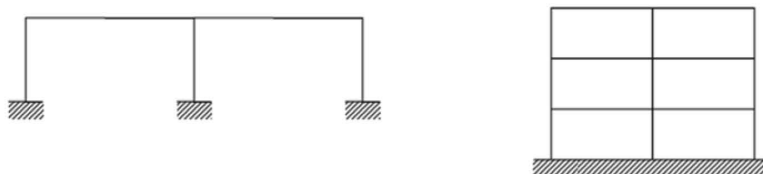
C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

C7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Il paragrafo 7.4.5.1 riporta le tipologie di sistemi strutturali previsti dalle NTC per le costruzioni con struttura prefabbricata. I relativi valori massimi di q_0 sono contenuti nella tabella 7.3.II.

La norma prevede che *altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.* Per tali tipologie i valori dei fattori di comportamento, non indicati dalle NTC, possono essere determinati sulla base di una opportuna campagna di prove e verifiche locali di duttilità e globali di spostamento allo SLV, utilizzando i medesimi principi indicati al § 7.3.1 in merito alla determinazione di q_0.

C7.4.5.1.1 Strutture a telaio

Una prima categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti monolitici realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera (v. Figura C7.4.4).

FiguraC7.4.4 -*Strutture a telaio con collegamenti monolitici*

A questa categoria di telai si applicano le regole relative alle strutture in opera di cui al § 7.4 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Una seconda categoria di sistemi prefabbricati a telaio si riferisce a strutture con collegamenti realizzati con dispositivi meccanici tra i vari elementi prefabbricati. A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC. Il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

C7.4.5.1.2 Strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi cernierati

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati il collegamento a cerniera dà continuità di forze (v. Figura C7.4.5). A questa categoria di strutture, tipica della tecnologia della prefabbricazione, si applicano le regole relative ai collegamenti di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC, mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro con la fondazione dimensionato con le regole delle strutture in opera di cui al § 7.4 o con le regole relative ai collegamenti tipo b) o tipo c) di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

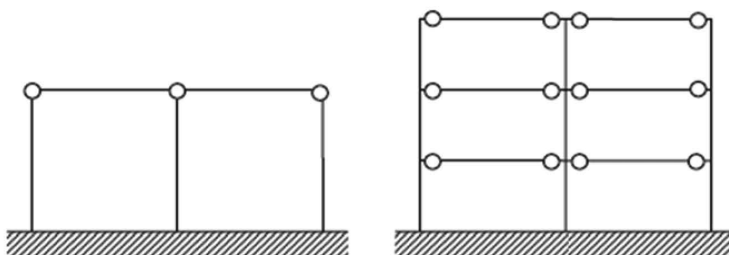



Figura C7.4.5 -*Strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi cernierati*

Per tali tipologie di strutture, oltre che in corrispondenza dei giunti come indicato al § 7.4.5.2, i collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti, come indicato al § 7.4.5.2.1, per le sole strutture monopiano del tipo di quelle rappresentate in Figura C7.4.6, che consentono le libere dilatazioni della copertura per effetto di fenomeni come le variazioni termiche, concentrando le azioni orizzontali dovute al sisma su alcuni pilastri.

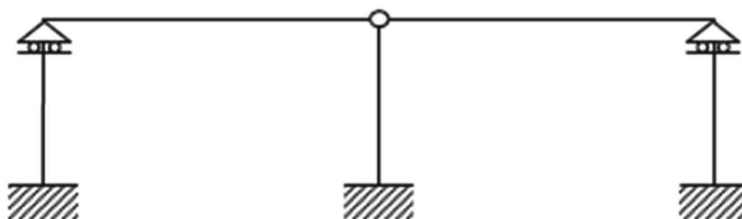



Figura C7.4.6 - *Strutture monopiano con pilastri secondari collegati con appoggi mobili*

C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

C7.4.6.1 LIMITAZIONI GEOMETRICHE

C7.4.6.1.2 Pilastri

Resta la limitazione sul valore massimo degli effetti del 2° ordine data al § 7.3.1 delle NTC ($\theta \leq 0,3$).

C7.4.6.2 LIMITAZIONI DI ARMATURA

C7.4.6.2.3 Nodi Trave-Pilastro

Le NTC prevedono che, oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm. Questo è un minimo inderogabile e non aggiuntivo rispetto a quanto previsto al § 7.4.4.3

C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

Nel Capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare, al fine di garantire la richiesta duttilità, sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli nelle zone dissipative e per le modalità di verifica, in termini di gerarchia delle resistenze, dei gruppi trave-colonna.

C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

C7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionali inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella Figura C7.5.1 a seconda delle soluzione strutturale realizzata.

È possibile, inoltre, formare le cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

– alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
– in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
– alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).

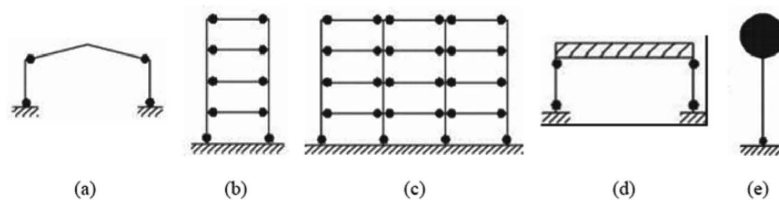



Figura C7.5.1 - *Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella Tabella 7.3.II del § 7.3.1 delle NTC*

Una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, Figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (Figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di comportamento q_0 è pari a$5\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (a) ed a$2\alpha_u/\alpha_1$ per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di comportamento, si assume per il coefficiente di sovra resistenza α_u/α_1 il valore proposto nel § 7.5.2.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi dinamica non-lineare oppure l'analisi statica non-lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1,6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

C7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si ritiene che il requisito di sovraresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

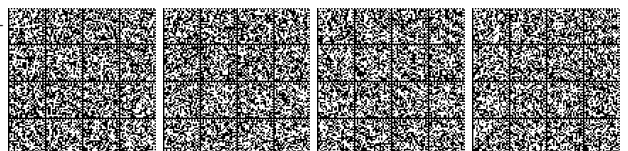
Nel caso in cui i collegamenti in zone dissipative siano realizzati mediante unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovraresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1,2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovraresistenza.

C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

C7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella Figura C7.5.1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello, $V_{WP,Rd}$, non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b}\right) \quad [C7.5.1]$$

dove $\Sigma M_{b,pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi, H è l'altezza di interpiano del telaio, z è il braccio di coppia interna della trave ed h_b è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non siano condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1-\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2} \qquad [C7.5.2]$$

dove A_{VC} (§ 4.2.4.1.2.4) è l'area resistente a taglio, mentre σ è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In Figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti.

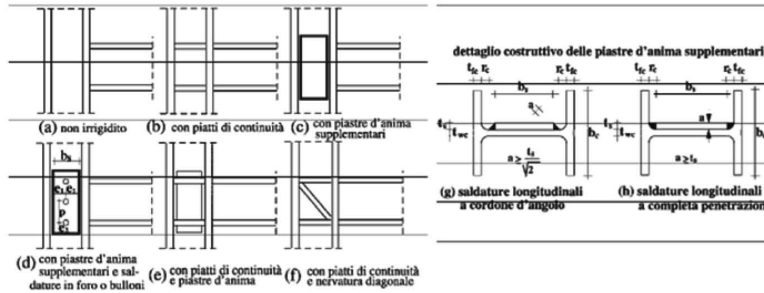



Figura C7.5.2 - *Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi*

C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{\left|A^+ - A^-\right|}{A^+ + A^-} \leq 0{,}05 \qquad [C7.5.3]$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nella Figura C7.5.3.

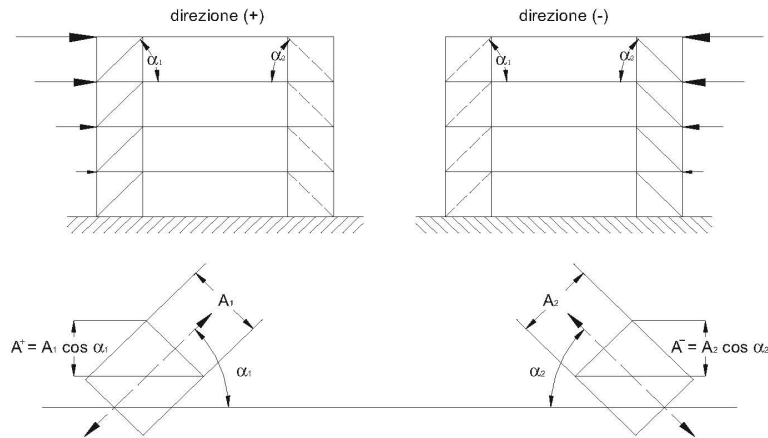



Figura C7.5.3 - *Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi, A+ ed A-, da utilizzare nella formula C7.5.3*

C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Le capacità dissipative di un elemento di connessione (*"link"*) di una struttura a controventi eccentrici dipendono dai dettagli strutturali con cui è realizzato tale elemento. In particolare, la presenza degli irrigidimenti trasversali d'anima garantisce lo sviluppo delle deformazioni plastiche all'interno del "link", per cui le regole costruttive presentate in § 7.5.6 devono essere necessariamente impiegate per la realizzazione di "link", sia lunghi sia corti.

$a \le 29t_w - h_b / 5$ per $\gamma_p = \pm 0,09 rad$

$a \le 38t_w - h_b / 5$ per $\gamma_p = \pm 0,06 rad$

$a \le 56t_w - h_b / 5$ per $\gamma_p = \pm 0,03 rad$

t_w è lo spessore dell'anima, h_b l'altezza della trave e γ_p la massima deformazione plastica a taglio.

a) «Elementi di connessione corti»

B = min {hb, 1,5bf}

C = min {1,5bf, 1,5L}

a*=a per $e = 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

a*=$\frac{3}{2}\left(\frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} - b_f\right)$per $e = 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

per valori intermedi di e si esegue un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»

b=1,5b_f

c=min{1,5b_f, 1,5L}

c) «Elementi di connessione lunghi»

Figura C7.5.4 - *Dettagli costruttivi degli elementi di connessione*

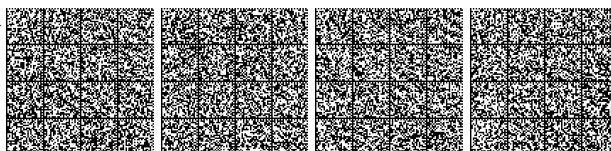
Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tali elementi che potrebbero, quindi, non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale, devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a", perché si raggiunga un'adeguata capacità deformativa, deve soddisfare le limitazioni presentate nella Figura C7.5.4 (a).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l'altezza dell'anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti "intermedi" o "lunghi" il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell'elemento. Per ottenere "link" di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).

C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione, per l'impiego in zona sismica, delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono, per larga parte, analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; tuttavia sono previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate, poiché i collegamenti trave-pilastro devono essere progettati considerando una gerarchia di resistenza che determini la plasticizzazione nell'elemento trave.

Nel caso del nodo composto la resistenza è fortemente influenzata dalla capacità di trasferimento delle forze dalla soletta alla colonna e dalla resistenza del pannello nodale che può essere in solo acciaio o riempito di calcestruzzo.

Nel seguito sono illustrati i meccanismi resistenti che si possono attivare nella zona del nodo composto e quindi il tipo di dettagli costruttivi a cui si deve fare riferimento; per quanto riguarda ulteriori regole e formule di progetto si rimanda a normative di comprovata validità.

C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

C7.6.4.5 COLLEGAMENTI COMPOSTI NELLE ZONE DISSIPATIVE

I meccanismi che si attivano nelle zone di nodo tra la trave composta e la colonna composta o in acciaio possono essere diversi in base al segno del momento flettente trasferito dalla trave e ad alcuni dettagli costruttivi nella zona nodale.

In particolare, per il nodo esterno, la differenza fondamentale è dovuta alla presenza o meno di una mensola esterna e della trave trasversale (Figura C7.6.1); inoltre nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Figura C7.6.1.

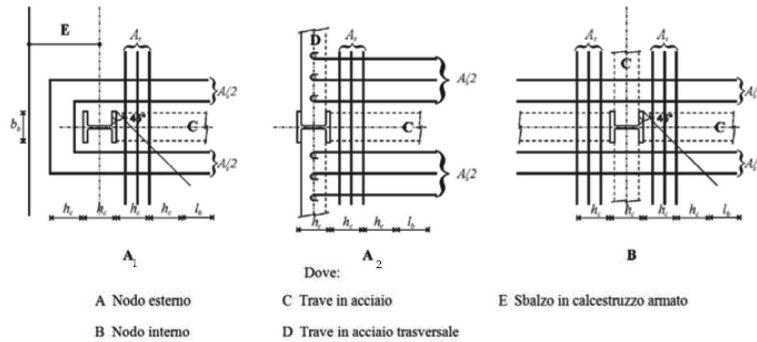



Figura C7.6.1- *Dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna*

La disposizione delle barre d'armatura presentata in Figura C7.6.1 è efficace solo nel caso in cui la connessione tra trave e colonna sia sufficientemente rigida da consentire lo svilupparsi delle cerniere plastiche all'interno delle travi composte.

Nel caso si utilizzino collegamenti metallici travi-colonna a parziale ripristino di resistenza e semi-rigidi per una ottimale distribuzione delle tensioni e per evitare un prematuro collasso della porzione di soletta soggetta a compressione è necessario eseguire una opportuna qualifica, per via sperimentale e/o numerica, del collegamento e progettare su tale base la disposizione dell'armatura in soletta.

Le cerniere plastiche all'interno della trave composta devono avere un comportamento duttile, per cui nel disporre l'armatura di rinforzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna composti è necessario:

- eliminare tutti i possibili fenomeni di instabilità dell'equilibrio nei componenti in acciaio e nelle armature;
- evitare la prematura rottura della soletta in calcestruzzo a contatto con la colonna composta.

Per il calcolo delle armature necessarie in soletta devono essere utilizzati metodi di calcolo basati su schemi di equilibrio "puntone-tirante". Inoltre, per favorire una migliore diffusione della sollecitazione di compressione dalla colonna composta alla soletta, è possibile predisporre una piastra supplementare saldata sull'ala della colonna e di larghezza maggiore di quest'ultima, in modo da incrementare la porzione di soletta collaborante nel trasferimento delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

C7.6.4.5.1 Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione

La configurazione di tutti i meccanismi che si possono attivare in un nodo esterno è illustrata nella Figura C7.6.2. per il caso di momento positivo (a) e di momento negativo (b).

a) **b)**

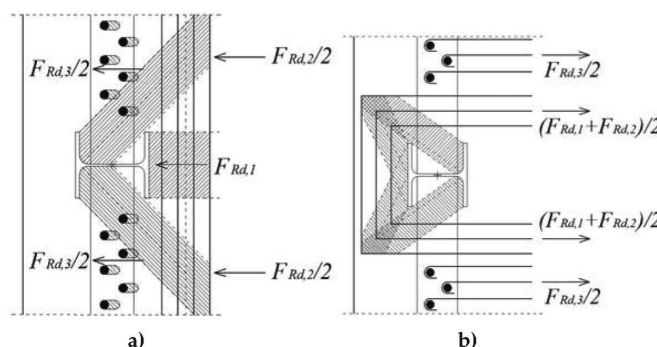



Figura C7.6.2– *Meccanismi attivabili nella soletta:* ***a)*** *Soletta compressa (momento positivo);* ***b)*** *Soletta tesa (momento negativo)*

Nel caso di nodi trave-colonna in acciaio, rigidi ed a completo ripristino di resistenza, si osserva che la compressione trasferibile dalla soletta alla colonna (FiguraC7.6.2 a) avviene per contatto diretto della soletta sull'ala della colonna, mediante meccanismi

resistenti puntone-tirante in corrispondenza dell'anima della colonna, nel caso in cui sia stata realizzata la mensola esterna, con trasferimento sui connettori della trave trasversale, qualora questa sia presente.

Anche quando la trave trasferisce momento negativo (Figura C7.6.2 b), i meccanismi dipendono dalla configurazione del calcestruzzo nella zona di nodo. Se la soletta termina al filo interno della colonna non si può sviluppare alcun meccanismo e quindi la resistenza del nodo si valuta considerando solo la parte in acciaio; se invece si realizza la mensola esterna e si dispone l'armatura circondando la colonna si forma un sistema di puntoni e tiranti; nel caso in cui sia presente una trave trasversale dotata di connettori a taglio si può realizzare un trasferimento diretto ancorando l'armatura tesa ai pioli.

Sulla base di quanto illustrato, in presenza di momento positivo si possono individuare tre meccanismi di trasferimento della compressione dalla soletta alla colonna, che possono essere sommati:

- **meccanismo 1** – compressione diretta sull'ala della colonna;
- **meccanismo 2** – puntoni inclinati verso l'anima della colonna.
- **meccanismo 3 –** compressione sui pioli della trave trasversale

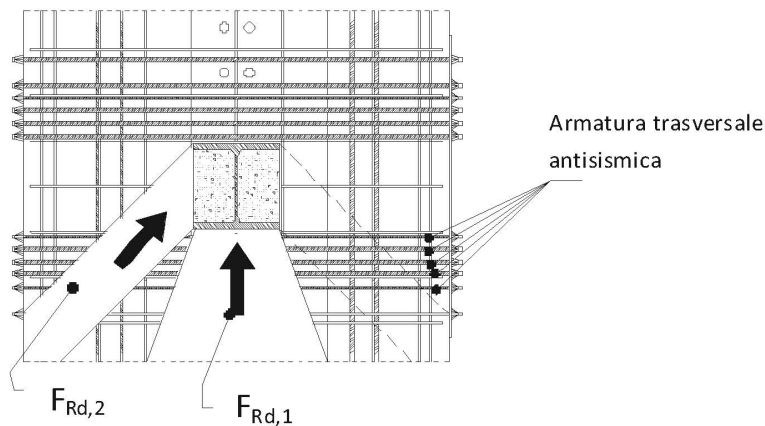



Figura C7.6.3-*Vista in pianta dei meccanismi resistenti attivabili nella soletta compressa (momento positivo)*

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1** (Figura C7.6.3), si calcola come segue:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad [C7.6.1]$$

dove d_{eff} e b_b sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Nel caso di soletta realizzata con lamiera grecata d_{eff} è lo spessore di calcestruzzo al di sopra delle greche. Per il completo sviluppo della resistenza $F_{Rd,1}$ è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di "confinamento" la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [C7.6.2]$$

dove $f_{yd,T}$ è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed l è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di armatura trasversale o rete elettrosaldata (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30 mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2** (Figura C7.6.3), è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.3]$$

dove h_c è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{2 \cdot f_{yd,T}} \quad [C7.6.4]$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza uguale all'altezza h_c della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a $L = b_b + 4\,h_c + 2\,l_b$, dove l_b è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento $f_{yd,T}$.

La massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna esterno in assenza di trave trasversale e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

$$F_{c,\max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \qquad [C7.6.5]$$

Per quanto riguarda il contributo del meccanismo 3, da considerare in caso di trave trasversale collegata con pioli alla soletta, si rimanda al caso del nodo interno trattato successivamente poiché è analogo anche per il nodo esterno.

Nel caso di nodo esterno soggetto a momento negativo, i meccanismi presentati nella figura C7.6.2b si attivano solo in presenza di mensola esterna e possono essere ancora distinti come **meccanismo 1**, di compressione diretta sull'ala della colonna, **meccanismo 2**, di diffusione verso l'anima della colonna, **meccanismo 3**, di ancoraggio dell'armatura quando è presente la trave trasversale.

Si deve rilevare che nel caso di momento negativo la larghezza efficace della trave nella zona di nodo è determinata dall'angolo di diffusione θ delle bielle che si formano nella mensola, dipendenti dalla geometria dell'armatura posizionata nella mensola stessa, e in presenza di trave trasversale, dalla zona in cui sono ancorate le barre longitudinali ai pioli.

Pertanto la larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo esterno a momento negativo si deve definire come il minimo tra quella determinata dal suddetto dettaglio costruttivo e quella riportata dalla Tabella 7.6.IV delle NTC.

Nei nodi trave colonna interni appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1** e **2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in Figura C7.6.4.

In tal caso, considerando che si raggiunga lo snervamento delle armature prima della crisi del calcestruzzo, la massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,\max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \qquad [C7.6.6]$$

dove $2{\cdot}F_{b,yd}$ è la forza complessiva dovuta allo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.

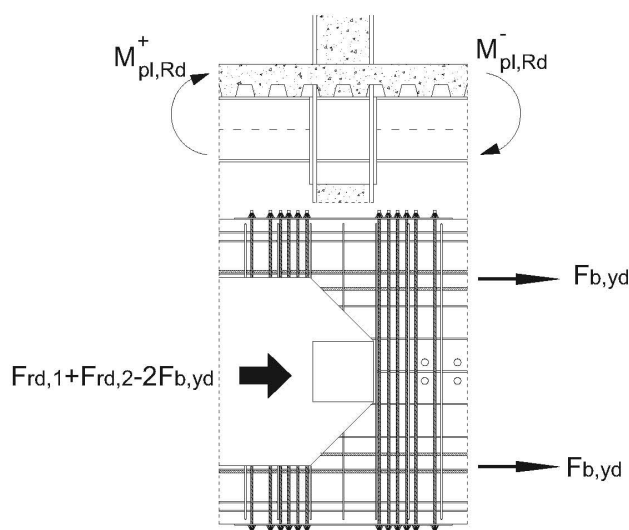



Figura C7.6.4 - *Distribuzione a SLU sotto azioni sismiche, delle massime resistenze agenti nella soletta del nodo.*

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga 0,15L (Figura C7.6.5) con L luce della trave.

La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad [C7.6.7]$$

dove n è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante 0,15L mentre P_{Rd} è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.

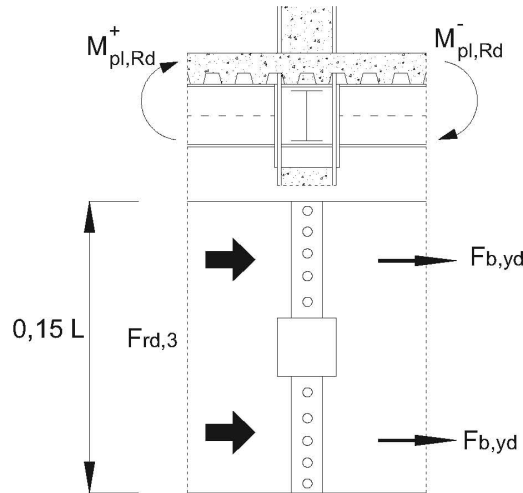



Figura C7.6.5 - ***Meccanismo 3*** – *Connettori a taglio sulle travi secondarie*

In conclusione:

– per i nodi trave-colonna perimetrali al telaio, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima $F_{c,max}$ trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.8]$$

– per i nodi trave-colonna interni al telaio, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima *Fc,max* trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} - A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.9]$$

Al fine di poter ritenere il giunto composto a completo ripristino di resistenza è necessario che:

a) Il giunto metallico sia sovraresistente a flessione rispetto alla trave metallica (nel rispetto della gerarchia delle resistenze) considerando entrambi i segni del momento flettente. Il pannello d'anima della colonna deve essere sovraresistente a taglio (vedere punto *C7.6.4.5.2);*

b) La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in funzione della posizione del giunto (interno o esterno) sia maggiore della massima compressione trasmissibile dalla soletta della trave pari a:

$$F_{sc} = b^{+}_{eff} \cdot d_{eff} \cdot (0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad [C7.6.10]$$

con b^{+}_{eff} pari alla larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo soggetto a momento positivo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

c) La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in un giunto esterno soggetto a momento negativo (Figura C.7.6.2 b) sia maggiore della massima trazione trasmissibile dalla soletta pari a:

$$F_{st} = A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.11]$$

dove $A_{s,l,totale}$ rappresenta l'armatura longitudinale contenuta all'interno della larghezza efficace della trave a momento negativo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta, si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

C7.6.4.5.2 Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte

La resistenza a taglio del pannello d'anima, nel caso dei profili composti parzialmente rivestiti, può essere valutata considerando anche il contributo resistente della parte in calcestruzzo localizzata a livello del nodo trave-colonna. Il taglio sollecitante agente sul pannello, $V_{wp,Sd}$, deve essere calcolato considerando la situazione di maggior cimento. In particolare, sotto azioni sismiche, il pannello d'anima della colonna composta deve consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio assunto in fase di progettazione. Per tale ragione è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso, secondo lo schema proposto in § C7.5.4.4 per le strutture metalliche.

Per una colonna il contributo del riempimento in calcestruzzo della sezione, $V_{wp,c,Rd}$, può essere calcolato utilizzando normative e documentazione tecnica di comprovata affidabilità. In alternativa, nel caso delle colonne completamente o parzialmente rivestite, è possibile calcolare tale contributo tramite la formula

$$V_{wp,c,Rd} = 0{,}85 \cdot \nu \cdot A_C \cdot f_{cd} \cdot sen(\vartheta) \quad [C7.6.12]$$

dove A_C rappresenta l'area della sezione del puntone inclinato che si forma, a livello del pannello d'anima della colonna, tra la linea d'azione della risultante delle forze di compressione e la linea d'azione della risultante delle forze di trazione ambedue trasmesse dalla trave composta alla colonna, come mostrato in FiguraC7.6.6. L'area della sezione del puntone inclinato è pari a:

$$A_C = 0{,}8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) cos(\vartheta) \text{ con } \vartheta = arctan\left(\frac{h - 2 \cdot t_f}{z}\right) \quad [C7.6.13]$$

dove b_c è la larghezza del rivestimento in calcestruzzo, h è l'altezza della sezione della colonna, t_f e t_w sono, rispettivamente, lo spessore della flangia e dell'anima del profilo in acciaio, mentre z è il braccio di coppia interna, misurato tra la linea d'azione della risultante delle compressioni e la linea d'azione della risultante delle trazioni trasmesse dal collegamento trave-colonna al pannello nodale.

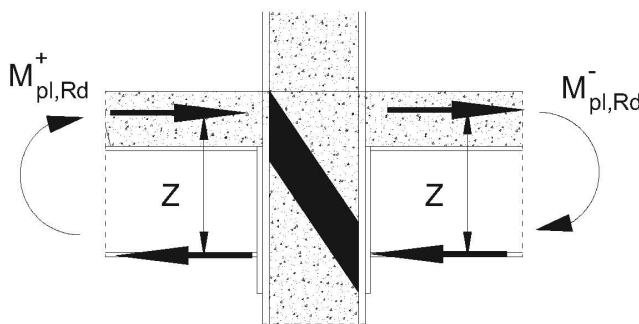



Figura C7.6.6 - *Definizione del braccio di coppia interna Z e rappresentazione del puntone di calcestruzzo attivo nell'assorbire le sollecitazioni di taglio*

Il fattore ν tiene in conto gli effetti della compressione assiale presente nella colonna riducendo, opportunamente, la resistenza del rivestimento in calcestruzzo in ragione del livello di sforzo presente. Tale coefficiente può essere determinato tramite la formula:

$$\nu = 0{,}55 \cdot \left(1 + 2 \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)\right) \leq 1 \quad [C7.6.14]$$

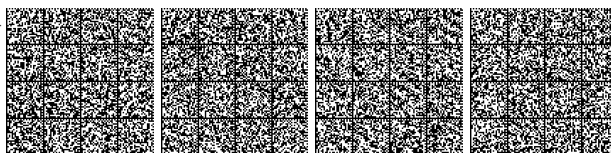
C7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I controventi dovrebbero essere realizzati utilizzando unicamente elementi in acciaio, seguendo in tal modo tutte le indicazioni progettuali fornite in §7.5.5 delle NTC ed in § C7.5.5.

C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti forniti di un sistema resistente a controventi eccentrici dovrebbero essere progettati in modo da dissipare l'energia sismica essenzialmente per cicli deformativi plastici di taglio del link mantenendo in campo elastico tutti i restanti elementi. Per la sezione del link, qualora sia composta, deve essere garantita la collaborazione tra sezione in acciaio e soletta e deve essere spiegato come viene garantito il ripristino.

L'elemento di connessione deve essere di lunghezza corta o limitata, perciò la sua luce massima deve rispettare le seguenti limitazioni:

– nel caso in cui si consideri lo sviluppo di due cerniere plastiche all'estremità dell'elemento di connessione $e \leq \frac{2M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

– nel caso in cui si consideri lo sviluppo di una sola cerniera plastica all'interno dell'elemento di connessione $e \leq \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, il momento resistente ed il taglio resistente della sezione del profilo in acciaio nella zona del link, calcolati secondo le formule riportate nel §7.5.6 delle NTC, trascurando perciò il contributo della soletta.

C7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

C7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici a struttura lignea devono essere progettati in accordo a un comportamento strutturale dissipativo (classe di duttilità "A" o "B") o non dissipativo.

Per gli edifici a struttura lignea progettati in accordo a un comportamento strutturale non dissipativo non è necessario adottare i procedimenti tipici della progettazione in capacità, rimanendo comunque valido quanto riportato nelle norme tecniche (Capitolo 4.4 delle NTC) e nel C4.4.

C7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Le richieste di dissipazione energetica sono concentrate a livello dei singoli collegamenti specificamente individuati e progettati. Conseguentemente tali richieste possono non essere estese agli altri collegamenti strutturali non ritenuti dissipativi purché, applicando i procedimenti tipici della progettazione in capacità, questi siano progettati per essere sovraresistenti rispetto a quei collegamenti individuati come dissipativi, utilizzando le disposizioni del pertinente Capitolo delle NTC (7.2.2).

I valori del fattore di sovraresistenza indicati in Tabella 7.2.I per la tipologia strutturale Legno sono utilizzati per incrementare la capacità in resistenza degli elementi/collegamenti/meccanismi duttili al fine di dimensionare, con tale capacità maggiorata, la capacità degli elementi/collegamenti/meccanismi fragili indesiderati.

Si dovrà controllare che gli elementi meccanici di collegamento utilizzati nelle zone dissipative possiedano un adeguato comportamento oligociclico.

Con riguardo agli spessori minimi richiesti per i pannelli strutturali di rivestimento di OSB, lo spessore minimo di 12 mm si applica se si prevede l'utilizzo di due pannelli, da disporre uno per lato e con la medesima tipologia di chiodatura (tipo e dimensione di chiodo, passo di chiodatura), lo spessore minimo di 15 mm si applica se si prevede l'utilizzo di un solo pannello.

Nel caso di utilizzo di pannelli realizzati con altri materiali la possibilità del loro utilizzo nelle zone considerate dissipative deve essere valutata sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione, in accordo con normative di comprovata validità.

C7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

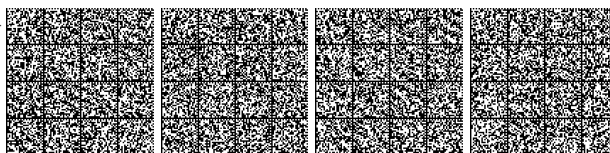
Nella Tab. 7.3.II delle NTC sono riportati i valori massimi del valore del fattore di comportamento per alcuni esempi di tipologie strutturali.

Relativamente alle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC si precisa che con il termine diaframma si intendono solai e coperture. Nella medesima tabella, per diaframmi chiodati si intendono solai e coperture in grado di dissipare energia. Per le tipologie strutturali che adottano tali diaframmi, i fattori di comportamento adottati in CD "A" devono essere giustificati mediante analisi di tipo non lineare tenendo debitamente in conto la dissipazione dei solai. Per diaframmi incollati si intendono solai e coperture non in grado di dissipare energia.

Qualora più tipologie strutturali, anche di materiali diversi, collaborino nella resistenza sismica (sistemi resistenti in parallelo), è possibile computare il contributo di entrambe le tipologie, purché nell'analisi sia adottato il fattore di comportamento con valore minore. In alternativa dovranno essere utilizzate analisi di tipo non lineare.

È consentito realizzare una struttura in legno che sormonti una struttura realizzata con altra tipologia di materiale (calcestruzzo armato, muratura, acciaio, ecc.). In particolare, qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato con pareti di calcestruzzo armato, esso può essere assimilato a struttura di fondazione dei sovrastanti piani in legno, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni.

In generale, nel caso in cui la sottostruttura possa essere considerata rigida rispetto alla sovrastruttura in legno, progettata come dissipativa, l'analisi delle azioni sulla sovrastruttura in legno può essere eseguita indipendentemente dalla sottostruttura, utilizzando i fattori di struttura nella Tabella 7.3.II delle NTC relativi alle strutture in legno. In tal caso è necessario progettare la sottostruttura sovraresistente al fine di evitare possibili meccanismi di collasso di piano debole.

Nel caso di strutture a comportamento dissipativo (classe di duttilità "A" o "B"), il progettista giustifica l'adozione nel progetto del valore dei fattori di comportamento presenti nella Tab. 7.3.II delle NTC, in generale mediante analisi non lineari, nelle quali il comportamento delle zone dissipative è modellato a partire da dati sperimentali. Tale giustificazione può essere omessa se vengono adottate le disposizioni riportate al punto 7.7.3.1 delle NTC.

Qualora nella Tabella 7.3.II non sia indicato uno specifico valore per la CD"A", le relative tipologie strutturali possono essere progettate solo in classe di duttilità bassa CD"B".

Per edifici a struttura lignea non attribuibili a nessuna delle tipologie strutturali riportate nella Tabella 7.3.II delle NTC, qualora si scelga di adottare un comportamento strutturale dissipativo, il valore appropriato del fattore di comportamento q dovrà essere determinato mediante analisi non lineari, effettuate utilizzando per le zone dissipative i risultati di test sperimentali.

C7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura, sia di tipo lineare sia di tipo non lineare, di edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.), devono essere considerati i possibili contributi di deformabilità derivanti dal comportamento meccanico della parete (deformabilità del materiale e dei sistemi di giunzione interni alla parete stessa, tenendo conto delle reali dimensioni di produzione dei pannelli che la costituiscono) e dei collegamenti che la vincolano al sollevamento e alla traslazione.

Per le tipologie strutturali riconducibili a quella di parete a telaio leggero, qualora gli elementi di parete svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, è necessario escludere nell'analisi nei confronti delle azioni orizzontali il contributo della porzione di parete contenente un'apertura di porta o finestra.

Le pareti di tamponamento e le pareti strutturali non facenti parte del sistema sismoresistente (pareti secondarie in accordo con il punto 7.2.3 delle NTC) devono essere progettate con dettagli costruttivi atti a non trasmettere azioni orizzontali nel piano della parete medesima. Nell'analisi della struttura, il contributo in termini di resistenza e rigidezza di tali pareti secondarie nei confronti delle azioni orizzontali deve essere trascurato.

Negli edifici lignei gli elementi strutturali sismoresistenti dovranno garantire la continuità della trasmissione delle azioni a partire dal solaio di partenza delle elevazioni in legno; non è quindi ammesso interrompere tali elementi prima del raggiungimento di tale solaio. E' invece consentito disporre elementi strutturali sismoresistenti portanti che non raggiungono la sommità dell'edificio.

Gli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), ai fini dell'analisi strutturale, devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e devono altresì essere collegati in maniera efficace agli elementi verticali che li sostengono. La capacità di esplicare la funzione di diaframma deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione, dei materiali impiegati e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Possono essere considerati rigidi nel proprio piano:

- gli impalcati lignei realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc), per i quali il trasferimento delle azioni orizzontali sia affidato al rivestimento, che rispettino tutte le disposizioni competenti riportate al punto 7.7.5.3. delle NTC e al punto C7.7.5.3;
- gli impalcati lignei realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incollate incrociate, ecc.) che rispettino tutte le disposizioni pertinenti al punto C.7.7.5.3.

C7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

C7.7.5.1 GENERALITÀ

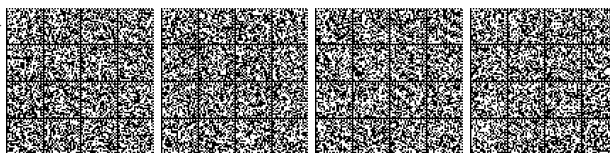
Negli edifici lignei realizzati a pareti portanti (pareti intelaiate leggere, pareti di tavole incollate incrociate, ecc.) la giunzione in altezza tra gli elementi di parete dovrà avvenire all'intersezione con i solai. Deve cioè essere evitata la giunzione nelle zone non presidiate dagli impalcati a meno che non venga disposto un opportuno elemento stabilizzante.

Nel caso di pareti a telaio leggero tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti che non terminano su elementi del telaio (ad esempio fogli di rivestimento giuntati in altezza) devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. La valutazione della rigidezza della parete dovrà tener conto della cedevolezza di tali connessioni.

C7.7.5.3 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE PER GLI IMPALCATI

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante travi ed elementi di rivestimento (pannelli, tavolato, tavoloni, ecc.), gli elementi di rivestimento dovranno essere collegati meccanicamente o mediante incollaggio alle travi del solaio e ad elementi trasversali opportunamente inseriti (elementi di bloccaggio taglio resistenti o a un secondo strato di elementi di rivestimento).

Nei solai, specialmente in corrispondenza delle aperture, è necessario che le travi garantiscano la continuità nel trasferimento delle azioni orizzontali, eventualmente mediante elementi di collegamento specificamente progettati e verificati.

In corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali alle pareti di controvento, il mantenimento della tessitura delle travi può essere evitato purché il dettaglio costruttivo adottato garantisca la trasmissione delle azioni orizzontali tra impalcato e pareti di controvento.

Negli impalcati (solai, orizzontamenti, coperture, ecc.), realizzati mediante elementi prefabbricati (ad esempio cassoni, pannelli di tavole incrociate incollate) valgono le seguenti prescrizioni:

- il collegamento reciproco tra gli elementi deve essere progettato e realizzato in modo da assicurare il trasferimento delle forze sismiche di piano;
- i vincoli tra gli elementi di solaio e i sistemi resistenti a sviluppo verticale devono essere di tipo bilatero.

C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel Capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le costruzioni di muratura per l'impiego in zona sismica.

C7.8.1 REGOLE GENERALI

C7.8.1.1 PREMESSA

Quanto riportato nel presente Capitolo si applica alle costruzioni in muratura ordinaria, in muratura armata e in muratura confinata, soggette ad azioni sismiche.

Si applicano, oltre alle indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

C7.8.1.2 MATERIALI

Le limitazioni indicate per lo spessore minimo dei setti interni ed esterni degli elementi si riferiscono agli elementi in laterizio. Si sottolinea che la percentuale massima di foratura del 55% è applicabile solo nel caso in cui a_gS è non maggiore di 0,075 g, allo SLV, dove i valori di a_gS siano superiori vale, per tutte le tipologie di elemento, la limitazione del 45%, in accordo con quanto indicato al primo capoverso del § 7.8.1.2 delle NTC.

C7.8.1.5 METODI DI ANALISI

C7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

Per le pareti resistenti al sisma, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I

C7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che vengono tutte scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (ad esempio posto in sommità dell'edificio, a livello della copertura) fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il principale risultato dell'analisi consiste in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa ai diversi stati limite (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei seguenti punti:

SLC: il minore tra i valori di spostamento corrispondenti a ciascuna delle due condizioni:

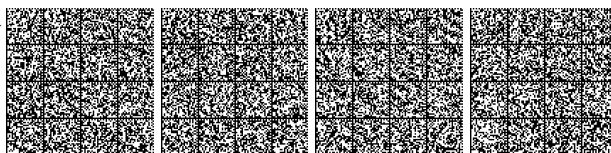
- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC;

SLD: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.6.1;

SLO: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i 2/3 dei valori riportati al § 7.3.6.1.

C7.8.1.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel caso dell'analisi statica non lineare le verifiche consistono nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione e la domanda di spostamento, ai diversi stati limite. La domanda di spostamento può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni C.7.3.6, C.7.3.7 e C.7.3.8, indicate nel § C.7.3.4.2. Per lo SLC vale inoltre il requisito $q^* \leq 4$, ovvero la capacità di spostamento del sistema allo SLC non potrà mai eccedere lo spostamento corrispondente al valore $q^*=4$ per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata). Si raccomanda inoltre che la capacità di spostamento del sistema allo SLV non ecceda lo spostamento corrispondente al valore $q^*=3$ per tutte le tipologie di muratura (ordinaria, armata, confinata).

Le verifiche fuori piano sulle pareti dovranno comunque essere svolte anche nel caso dell'analisi statica non lineare e potranno essere effettuate separatamente, secondo le procedure indicate per l'analisi lineare statica.

Per la verifica a pressoflessione fuori del piano delle pareti, di cui al primo capoverso del § 7.8.1.6 delle NTC, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.

Inoltre, quanto riportato al penultimo capoverso dello stesso §7.8.1.6 in merito alla verifica di sicurezza per costruzioni non progettate in capacità, si applica anche alla muratura confinata.

C7.8.1.9 COSTRUZIONI SEMPLICI

Ai fini del calcolo delle percentuali di sezione resistente delle pareti di cui alla Tabella 7.8.II, la superficie totale in pianta dell'edificio deve essere determinata considerando l'area racchiusa dalla poligonale definita dal filo esterno delle pareti perimetrali al netto di eventuali aggetti (per es. gronde, balconi).

Nel calcolo del carico verticale totale N per la verifica espressa nell'equazione [7.8.1], i carichi verticali vanno moltiplicati per i coefficienti di combinazione corrispondenti alla combinazione sismica [2.5.5] del §2.5.3.

Ai fini del conteggio della lunghezza complessiva dei setti murari, il richiamo alla tabella Tab. 7.8.II è da intendersi alla Tab. 7.8.I.

Nella Tabella 7.8.II il coefficiente S_T andrebbe applicato, come previsto al § 3.2.3, anche nel caso di costruzioni in classe I e II.

Per la muratura confinata, nella Tabella 7.8.II, si applicano i valori indicati per la muratura ordinaria.

C7.8.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

C7.8.2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

C7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.0% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato $\nu = \sigma_0/f_d$. In particolare tale valore è coerente con i risultati sperimentali ottenuti per$\nu \leq 0.2$; per $\nu > 0.2$ è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a1.25% x (1-ν) e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.2.2.2 Taglio

In questo §, il simbolo f_y è da intendersif_v, inoltre il richiamo al § 11.3.3 è da intendersi al § 11.10.3.3.

C7.8.2.2.4 Travi in Muratura

Nella equazione [7.8.5] il simbolo f_{bd} è da intendersi f_{hd}.

C7.8.3 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

C7.8.3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA

C7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Si sottolinea che la capacità di spostamento ultimo allo SLC pari a 1.6% è coerente con rotture per pressoflessione caratterizzate da bassi valori dello sforzo di compressione medio normalizzato $\nu = \sigma_0/f_d$. Per valori di ν superiori a 0.2 è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a 2.0% x (1-ν) e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.3.2.2 Taglio

In questo §, il simbolo f_y è da intendersi f_v, invece nella espressione [7.8.9] f_{vd} è da intendersi f_{yd}.

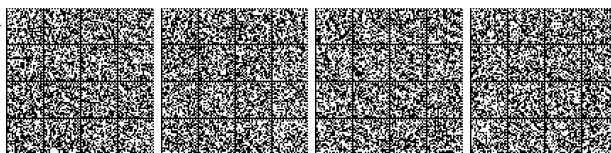
C7.8.4 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

La progettazione e la realizzazione di edifici in muratura confinata devono essere eseguite in accordo anche con la UNI EN 1996-1-1, che è espressamente richiamata dalla UNI EN 1998-1.

Le resistenze a taglio e a pressoflessione nel piano, e a pressoflessione fuori piano, possono essere calcolate in accordo con la UNI EN 1996-1-1.

La capacità di spostamento ai fini della verifica allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunta pari a:

- 1.2% dell'altezza del pannello (rottura per pressoflessione con $\nu \leq 0.2$);
- 0.5% dell'altezza del pannello (rottura per taglio);

in cui ν è lo sforzo assiale medio normalizzato $\nu = \sigma_0/f_d = N/(Af_d)$ed A è l'area lorda della sezione normale del setto murario comprensiva degli elementi di confinamento in c.a.

Per valori di ν superiori a 0.2, nel caso di rottura per pressoflessione, è opportuno assumere valori più cautelativi. In assenza di considerazioni più approfondite, si suggerisce di assumere che la capacità di spostamento ultima sia non superiore a 1.5% x (1-ν) e, comunque, non inferiore allo spostamento al limite elastico del pannello.

C7.8.5 STRUTTURE MISTE

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidezze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

C7.8.6 REGOLE DI DETTAGLIO

C7.8.6.3 COSTRUZIONI DI MURATURA CONFINATA

Si ricorda che in ogni caso il cordolo di piano deve essere realizzato nel rispetto di quanto riportato al § 7.8.6.1, in analogia con le costruzioni in muratura ordinaria e in muratura armata.

Come per le costruzioni in muratura armata è possibile derogare dal requisito di avere agli incroci delle pareti perimetrali zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un metro su ciascun lato dell'angolo.

C7.9 PONTI

C7.9.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per garantire alle pile da ponte un comportamento dissipativo, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi strutturali si adotta la progettazione in capacità. A differenza degli elementi strutturali di tutte le altre tipologie strutturali, per le quali i fattori di sovraresistenza sono tutti riassunti nella Tabella 7.2.I, la norma fornisce un'espressione specifica per le strutture in elevazione dei ponti. Per individuare la domanda calcolata, in base a considerazioni di equilibrio, a partire dalla capacità a flessione delle zone dissipative e dai carichi permanenti, si utilizza, solo per i ponti, il pedice "prc".

C7.9.5.1 PILE

C7.9.5.1.1 Verifiche di resistenza (RES)

La figura C7.9.1sintetizza i criteri di verifica per le pile, con riferimento a due schemi tipo: quello della pila libera in testa (mensola) e quello della pila con incastro al piede e in testa, con diverso grado di vincolo. Le prescrizioni sulla lunghezza delle zone dissipative sono riportate al § 7.9.6.1.3 della norma.

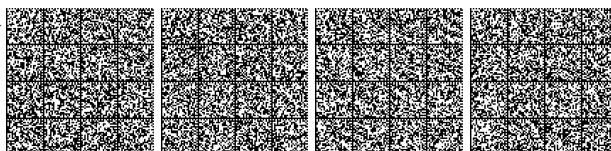
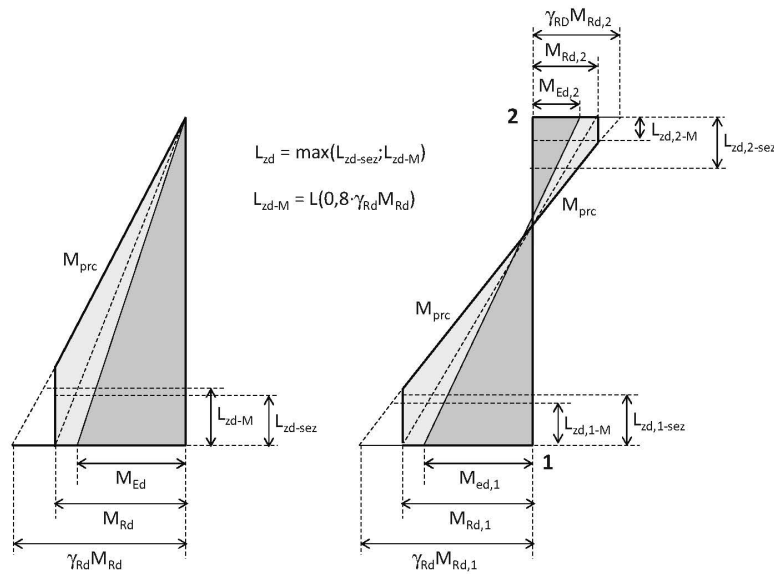



Figura C7.9.1 – *Progettazione in capacità delle pile (schema a mensola e a doppio incastro)*

Si specifica di seguito il significato dei simboli in Figura C7.9.1: L_{zd} = lunghezza della zona dissipativa; $L_{zd\text{-}sez}$= lunghezza della zona dissipativa in funzione delle dimensioni della sezione (§ 7.9.6.1.3 NTC); $L_{zd\text{-}M}$ = lunghezza della zona dissipativa in funzione della domanda flessionale M_{prc}definita al § 7.9.5 della norma.

C7.10 COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

C7.10.1 SCOPO

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"***isolamento sismico***" e la "***dissipazione d'energia***" sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso ([11]) attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di dissipare parte dell'energia in ingresso, attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per migliorare le prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (***sovrastruttura***) e quella inferiore (***sottostruttura***)alla discontinuità. Il collegamento tra la sovrastruttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidezze basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, elevate nei confronti di quelli verticali.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra del 1° piano, per lo più lo scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura). Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi d'isolamento e di vincolo che collegano l'impalcato con le pile e le spalle permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali trasmesse dall'impalcato alle diverse strutture di supporto.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in

[11]Per energia in ingresso si intende l'energia trasmessa alla costruzione da un'azione generica e nel caso del terremoto dal movimento sismico del terreno. Tale energia si manifesta come deformazioni e movimento della costruzione.

termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare "dispositivi ausiliari" con opportuno comportamento meccanico.

Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (Figura C7.10.1).

Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione T_{bf} in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata T_{IS} risulta $T_{IS} \geq 3 \cdot T_{bf}$. Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente T_{IS}> 2,0 s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;

b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano al sistema un comportamento d'insieme intermedio tra i due.

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.

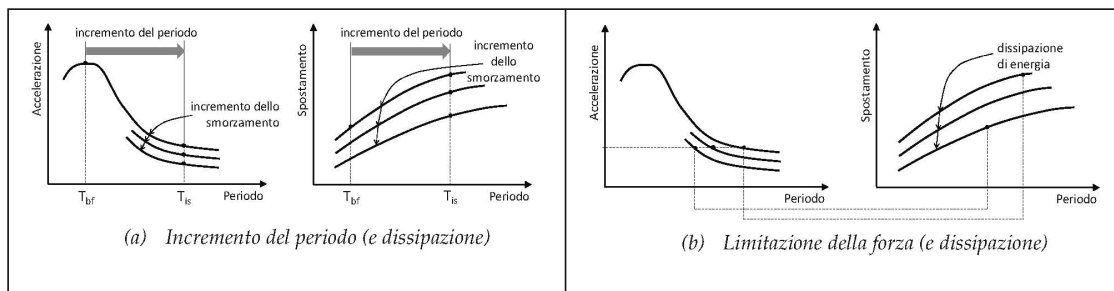



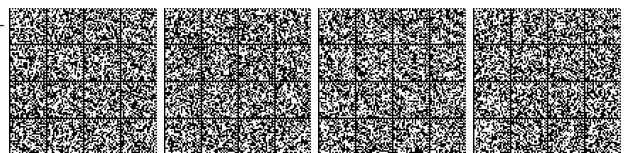
Figura C7.10.1 - *Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico*

L'applicazione dell'isolamento sismico, anche alle usuali costruzioni, richiede criteri, regole e accorgimenti particolari, riportati nel § 7.10 delle NTC e, ove necessario, meglio esplicitati in questa circolare, per tener conto del comportamento peculiare dell'insieme sottostruttura-sistema d'isolamento-sovrastruttura.

Tali regole, evidentemente, non possono essere estese all'applicazione strutturale di altri sistemi di protezione sismica, quali quelli basati sull'impiego di dispositivi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione, come nel caso dei sistemi di controventi dissipativi per gli edifici a struttura intelaiata.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9 delle NTC, fatto salvo il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo **SLC**. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

Per questi schemi applicativi, lo spostamento di interpiano prodotto dal sisma attiva i meccanismi di dissipazione di energia prima che gli spostamenti relativi possano produrre danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell'energia in entrata viene immagazzinata e dissipata nei dispositivi, mentre la funzione di sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.

Facendo riferimento alle forme tipiche degli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti di Fig. C7.10.2, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, assimilata ad oscillatore elementare, può essere interpretato osservando che l'introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento e, se il sistema determina un irrigidimento della struttura, una riduzione del periodo, oltre che, per molti sistemi di uso corrente, un aumento della resistenza

complessiva. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti complessivi (si vedano gli spettri in spostamenti) e, quindi, degli spostamenti di interpiano, con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non.

Quando la struttura non isolata ha un periodo elevato, come nel caso esposto in figura, così da ricadere nell'intervallo del ramo calante delle curve spettrali in accelerazione, si può manifestare un aumento delle accelerazioni sulla struttura, e quindi un aumento delle forze orizzontali, con conseguente maggior impegno delle fondazioni, in particolare di quelle immediatamente sottostanti le maglie strutturali rafforzate. In ogni caso i pilastri interagenti direttamente con i controventi, a fronte di una drastica riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, subiscono un incremento delle sollecitazioni assiali.

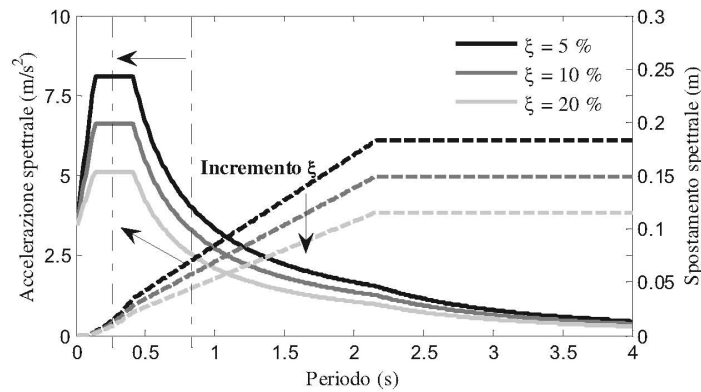



Figura C7.10.2 - *Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia*

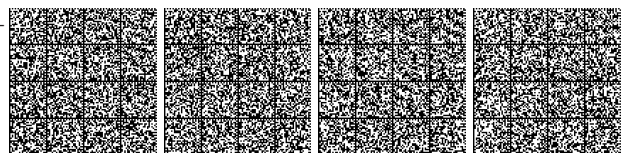
Tra i pregi che la strategia della dissipazione di energia presenta, anche rispetto all'isolamento sismico, spicca la capacità di far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende favorevolmente applicabile a qualsiasi tipo di edificio, in particolare anche agli edifici alti, e qualunque sia la natura del terreno di fondazione, quindi anche nel caso di terreni soffici. Inoltre essa ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, particolarmente degli edifici intelaiati, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali sia basati sull'isolamento sismico.

C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata, anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o semplicemente, all'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non comprometterne l'efficacia operativa nel caso di scosse successive.

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta valutabile, con una buona approssimazione, se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo la ***sovrastruttura*** e la ***sottostruttura*** devono avere comportamento strutturale non dissipativo, il che, per azioni sismiche relative allo **SLV**, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, per la quale si ammette che, per lo stesso livello di azione, si verifichino notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori. Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravi di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento alle regole relative alla Classe di Duttilità a media capacità dissipativa "CDB", per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un'adeguata resistenza laterale.

I dispositivi dissipativi dovranno soddisfare le condizioni generali di non danneggiamento e di non rottura nei confronti degli stati limite **SLD** e **SLC**, analogamente a quanto previsto per i dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento. Come per i dispositivi d'isolamento, infatti, un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per il ruolo critico che essi svolgono. Tale affidabilità si ritiene conseguita se sono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

Condizioni di malfunzionamento o di collasso dei sistemi dissipativi possono dipendere anche dai controventi che collegano o inglobano i dispositivi dissipativi, per i quali dovrà essere evitata la possibilità di instabilizzazione a compressione o di plasticizzazione a trazione per livelli di forza inferiori o pari a quelli di progetto, per qualsiasi Stato limite considerato.

Ulteriori condizioni generali sono legate alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai dispositivi e/o ai controventi. In particolare, nei pilastri adiacenti ai campi controventati occorre controllare che eccessivi stati di sforzo assiale di compressione non inducano fenomeni di instabilità nel caso di strutture in acciaio o di rotture di tipo fragile nel caso di strutture in c.a. Per queste ultime occorre, inoltre, evitare che sforzi di trazione troppo grandi indotti dall'azione sismica riducano eccessivamente il momento resistente ultimo, al punto da determinare la rottura.

C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

In relazione alla funzione svolta nell'ambito del sistema d'isolamento, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si possono distinguere in "isolatori" e "dispositivi ausiliari".

Gli isolatori, in accordo con la definizione data nel § 11.9 delle NTC, sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con i requisiti di un'elevata rigidezza in direzione verticale e di una bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Ricadono nell'ampia categoria dei dispositivi ausiliari tutti quei dispositivi, trattati nel § 11.9, che non sostengono carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale temporaneo per azioni sismiche o non sismiche.

Un sistema di isolamento può essere ad esempio costituito da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per capacità intrinseca o per presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza nel tempo e nelle varie condizioni di funzionamento scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi che lo costituiscono.

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare in ciascun caso dipende da numerosi fattori, tra cui il livello di protezione da conseguire, le caratteristiche della struttura principale, gli ingombri, la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, le esigenze di manutenzione.

Tipicamente si utilizzano dispositivi di un unico tipo su tutta la struttura, sia per semplicità di progettazione ed esecuzione, sia per una generale economia dell'opera. Non è escluso, tuttavia, che, per alcune situazioni progettuali, un'opportuna combinazione di tipologie diverse di dispositivi possa determinare vantaggi nel comportamento generale della struttura. In tali casi occorre ben valutare gli effetti differenziati di fattori, quali ad esempio la temperatura e l'invecchiamento, che possono variare il comportamento dei dispositivi rispetto a condizioni di riferimento medie.

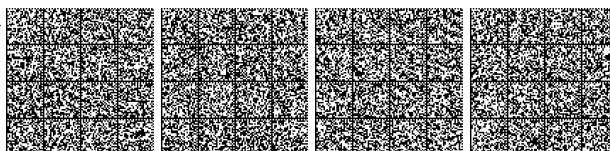
C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI

La progettazione richiede, in generale, la scelta della tipologia dei dispositivi e il loro dimensionamento, in base agli obiettivi da raggiungere.

Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente, l'analisi preliminare della struttura allo stato attuale fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione.

L'inserimento del sistema dissipativo sarà finalizzato a ridurre le deformazioni, in modo da contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, attraverso le due seguenti azioni alternative:

1. l'incremento della sola dissipazione, che si traduce in uno smorzamento modale equivalente aggiuntivo, con la conseguente riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti, a parità di periodo proprio;
2. l'incremento della rigidezza e della dissipazione, per cui la riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti avviene sia per aumento dello smorzamento che per riduzione del periodo.

La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sè di buona rigidezza e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dallo spostamento e permette di ridurre drasticamente le deformazioni prodotte dal sisma. Nel contempo si possono però avere notevoli incrementi delle accelerazioni, e quindi incrementi delle forze sismiche, con aggravio delle sollecitazioni in fondazione.

C7.10.4.1 INDICAZIONI RIGUARDANTI I DISPOSITIVI

La norma prevede la possibilità di sostituzione dei dispositivi, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

Le connessioni tra i controventi e i nodi strutturali devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, le forze previste dal calcolo. Le stesse aste non dovranno subire fenomeni di instabilità, sotto la massima forza che il dispositivo dissipativo è in grado di trasmettere.

Per i dispositivi dipendenti dagli spostamenti i parametri fondamentali sono la rigidezza k_d e la resistenza F_{dy}, la duttilità μ_c e il rapporto tra la rigidezza del sistema dissipativo k_c e quella della struttura k_s, mentre per i dispositivi dipendenti dalla velocità sono la costante di smorzamento e l'eventuale rigidezza.

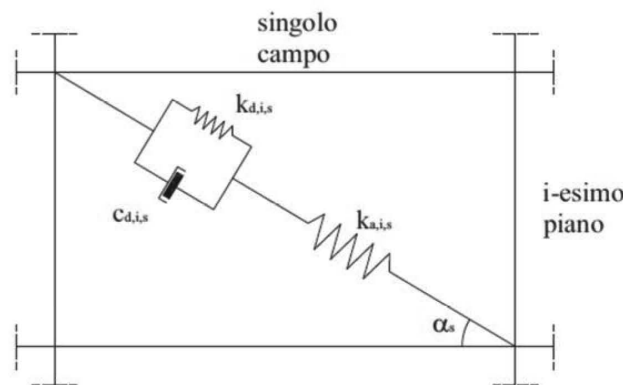



Figura C7.10.2 - *Rigidezza risultante del telaio rinforzato con sistema dissipativo*

La rigidezza del sistema dissipativo deriva dalla combinazione delle rigidezze dei singoli componenti, ossia del dispositivo dissipativo e della struttura, generalmente metallica, di supporto.

Indicando con: k_c la rigidezza del sistema dissipativo, k_s la rigidezza del telaio, k_d la rigidezza del dispositivo e k_a la rigidezza del supporto metallico, e con riferimento alla Figura C7.10.2, si ha:

$$k_C = \frac{1}{\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_a}}$$ rigidezza del sistema; [C7.10.1]

$$k_{TOT} = k_s + k_c$$ rigidezza del telaio rinforzato. [C7.10.2]

In generale il sistema di supporto deve possedere un'elevata rigidezza, rigidezza assiale se si tratta di controventi, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti.

Per garantire un'efficace interazione, i sistemi dissipativi devono essere posizionati nel piano dei telai, possibilmente all'interno delle maglie strutturali. In caso contrario, particolare attenzione va posta nello studio delle connessioni, che possono risultare non sufficientemente rigide o indurre eccessive sollecitazioni locali nelle strutture portanti dell'edificio.

C7.10.4.2 CONTROLLO DI MOVIMENTI INDESIDERATI

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Si sottolinea la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (viscosità della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'innesco di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

In generale, salvo situazioni particolari in cui una parte della struttura abbia resistenza sovrabbondante rispetto alla richiesta locale, sarà opportuno che il sistema di dissipazione sia distribuito lungo tutta l'altezza della struttura, con caratteristiche meccaniche piano per piano calibrate in modo da conseguire gli obiettivi sopra richiamati.

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi è spesso condizionata dalle esigenze architettoniche, e ciò può costituire un vincolo all'ottimizzazione della posizione in pianta e della disposizione nella maglia strutturale. Sarà, quindi, opportuno cercare soluzioni concordate con il progettista architettonico, che possano conciliare entrambe le esigenze.

E' opportuna una buona ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo. In primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature cui essi sono collegati. In secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile scongiurare il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione.

C7.10.4.3 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI SISMICI DIFFERENZIALI DEL TERRENO

La rigidità strutturale dei piani immediatamente al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento va intesa nel piano orizzontale, ed è finalizzata a garantire una distribuzione regolare degli sforzi tra i diversi isolatori, anche in caso di funzionamenti difformi da quelli previsti, ed a distribuire correttamente le forze degli eventuali dispositivi ausiliari (che sono in genere in numero limitato) tra gli elementi strutturali che debbono assorbirli.

Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura.

C7.10.4.4 CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI RELATIVI AL TERRENO ED ALLE COSTRUZIONI CIRCOSTANTI

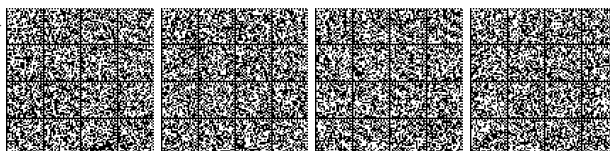
Il corretto funzionamento di una struttura con isolamento sismico si consegue solo a condizione che la massa isolata, ossia quella della sovrastruttura, possa muoversi liberamente in tutte le direzioni orizzontali per spostamenti almeno pari a quelli di progetto. Questa condizione deve essere verificata in tutte le fasi progettuali, realizzative e di collaudo.

In particolare è importante controllare che elementi non strutturali e/o impianti non riducano le possibilità di movimento della struttura previste nella progettazione strutturale. In tal senso è richiesta, da parte di tutti i progettisti inclusi quelli architettonici e impiantistici, la massima sensibilizzazione e la piena consapevolezza delle modalità di funzionamento di una struttura con isolamento sismico.

È inoltre importante controllare coprigiunti e elementi di attraversamento orizzontali (dispositivi di giunto) e verticali (scale, ascensori), affinché siano concepiti e realizzati così da non impedire il libero movimento della sovrastruttura.

C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

Il modello matematico dell'edificio deve tener conto della effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto nei componenti al sistema dissipativo. I rapporti di rigidezza tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'uno e l'altra e il comportamento dinamico dell'insieme. La complessità, inoltre, si accresce in relazione al fatto che la rigidezza delle membrature in c.a. è fortemente condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e tagliante, dell'entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura, e di tali parametri è necessario tener conto almeno in maniera approssimata.

Nella modellazione del sistema di controventamento, occorre portare in conto la deformabilità dei collegamenti alla struttura portante e al dispositivo dissipativo.

C7.10.5.1 PROPRIETÀ DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Ai fini della valutazione globale delle variazioni delle caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidezza e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150% .

La velocità di deformazione (frequenza), nell' intervallo di variabilità del ±30% del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidezza o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono dall'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidezza orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Nel piano di manutenzione dei dispositivi antisismici occorre tenere conto degli effetti dell'invecchiamento che, per i dispositivi elastomerici, possono essere particolarmente significativi.

C7.10.5.2 MODELLAZIONE

Anche nel caso in cui sia necessario ricorrere all'analisi non lineare, il modello della sovrastruttura e della sottostruttura sarà costituito da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare della struttura, per quanto specificato in §7.10.5.2 e in §7.10.6.2.1.

In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il comportamento ciclico reale dei dispositivi, così come ricavato dalle prove di qualificazione (v. §11.9).

C7.10.5.3 ANALISI

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- statica lineare
- dinamica lineare
- dinamica non lineare

L'analisi statica lineare è applicabile solo nei casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. §7.10.5.2) e solo quando sono soddisfatte le condizioni specificate in §7.10.5.3.1, che individuano edifici e ponti con caratteristiche correnti e regolari.

L'analisi dinamica lineare è applicabile in tutti i casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. §7.10.5.2).

L'analisi dinamica non lineare del sistema di isolamento può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (v. §7.10.5.2).

Particolare attenzione andrà posta nella scelta dei parametri di smorzamento viscoso del sistema strutturale. Quando la dissipazione nel sistema d'isolamento è affidata esclusivamente a dispositivi con comportamento dipendente dallo spostamento, la matrice di smorzamento andrà definita in modo tale che lo smorzamento viscoso dia un contributo trascurabile alla

dissipazione di energia nel movimento del sistema d'isolamento e il corretto contributo, assimilabile a quello della struttura in elevazione operante in campo lineare, nei movimenti della struttura. Per valutare l'influenza della scelta dei parametri dello smorzamento è consigliabile eseguire più analisi variando tali parametri intorno al valore ritenuto più idoneo.

Non è citata l'analisi statica non lineare in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione della struttura.

Per le costruzioni con sistemi di dissipazione di energia le prescrizioni del § 7.3 delle NTC, integrate con le indicazioni contenute nei successivi punti possono costituire un utile riferimento.

La dipendenza del comportamento dei dispositivi da fattori quali la frequenza, la temperatura, l'invecchiamento dei materiali, può essere tenuta in conto, qualora significativa, effettuando analisi multiple che considerino il comportamento dei dispositivi in corrispondenza dei valori limite dei parametri sopra detti. Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei componenti del sistema dissipativo saranno riferite alla risposta più gravosa ottenuta dall'analisi multipla.

Per l'effettuazione delle verifiche agli SLU occorre, in generale, effettuare due serie di analisi. Per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo **SLV**, per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo **SLC**.

Nella valutazione dei risultati delle analisi, particolare attenzione andrà posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire correttamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi (v. §11.9 e relativi commenti in circolare).

C7.10.5.3.1 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M / K_{esi}} \qquad [C7.10.3]$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K_{esi} è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione (equazione [7.10.2] della norma):

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,\min}} \qquad [C7.10.4]$$

In cui $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e $K_{esi,min}$ è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in § C7.10.1.

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua applicabilità, l'analisi statica lineare è un ottimo ausilio per la progettazione del sistema di isolamento e dei principali elementi strutturali ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni sull'impostazione generale del progetto e sui risultati ottenuti con analisi più sofisticate soprattutto nei passi relativi alla verifica del sistema di isolamento e alla valutazione del taglio alla base.

C7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

La matrice di smorzamento, in caso di integrazione diretta delle equazioni del moto (analisi con accelerogrammi), può essere definita, se non si può determinarla direttamente, con la classica formulazione:

$$C = \alpha M + \beta K \qquad [C7.10.5]$$

con:

$$\alpha = 4\,\pi\,(\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1) / (T_2^2 - T_1^2) \qquad [C7.10.6]$$

$$\beta = [(T_1\,T_2) / \pi]\,[(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)] \qquad [C7.10.7]$$

ξ = valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai modi principali, mentre T_1 e T_2 definiscono il range di periodi per il quale si vuole che lo smorzamento sia all'incirca pari a ξ (con valore esatto agli estremi dell'intervallo).

Si possono adottare due diverse strategie nel fissare i parametri ξ_1,T_1, ξ_2, T_2:

- Assumere T_1 circa pari a quello della struttura a base fissa e T_2 circa pari a quello della struttura isolata (in caso di modello 3D si hanno tre periodi di isolamento);
- Assumere T_1 e T_2 estremi dell'intervallo di periodi in cui si situano i tre periodi di isolamento del modello 3D.

Per scegliere nella maniera più opportuna occorre tener conto dello smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti α e β tarati su due soli modi, ricavabile con la formula seguente:

$$\xi_i = 0.5 \left[(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/(T_i)\right] \quad [C7.10.8]$$

C7.10.6 VERIFICHE

C7.10.6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo **SLV** fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello **SLD**.

Ovviamente la condizione da rispettare allo **SLD** relativa agli spostamenti di interpiano, si applica solo agli edifici. In generale gli edifici con isolamento sismico subiscono spostamenti interpiano decisamente minori rispetto agli edifici convenzionali, grazie alla forte riduzione dell'ordinata spettrale legata all'incremento del periodo proprio e dello smorzamento, riduzione che può risultare dell'ordine di 4-5 volte e anche più. Per questo negli edifici con isolamento sismico i limiti da rispettare, pur ridotti ai 2/3 dei limiti utilizzati per gli edifici convenzionali, garantiscono un livello di protezione maggiore anche agli elementi non strutturali.

La presenza di spostamenti residui, ad esempio derivanti da plasticizzazioni più o meno estese degli elementi base, nel caso di sistemi a comportamento non lineare, non deve, in generale, portare né a malfunzionamenti del sistema d'isolamento, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio dell'edificio.

Il comportamento quasi-elastico degli isolatori in gomma garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma, senza necessità di verifiche apposite.

Date le modalità di funzionamento di una struttura con isolamento alla base, possono verificarsi spostamenti relativi non trascurabili (qualche centimetro) tra la sovrastruttura e le parti fisse (sottostruttura, terreno, costruzioni adiacenti), anche per le azioni sismiche relative allo SLD. Tali spostamenti porterebbero a danni alle connessioni, se queste non vengono esplicitamente progettate per sostenerli ed alle tubazioni rigide tipicamente adottate nella transizione tra edifici fissi alla base e terreno (o altre costruzioni o parti strutturali). Occorre, perciò, prestare particolare attenzione ai dettagli degli impianti, soprattutto delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti. Per queste ultime occorre adottare delle giunzioni flessibili e comunque che permettano di subire spostamenti dell'entità detta, senza determinare danni e perdite.

Si raccomanda di valutare, di caso in caso, l'opportunità di elevare la protezione degli impianti, riferendola al terremoto di progetto allo SLV, come già richiesto in C7.10.6.2.1 per le costruzioni di classe IV, o comunque a un'azione di intensità superiore a quella dello SLD.

E' auspicabile che i dispositivi dissipativi possano esplicare la loro funzione dissipativa anche per le azioni orizzontali relative allo SLD, senza però comprometterne le prestazioni allo SLC.

Gli edifici rinforzati mediante inserimento di dispositivi dissipativi che potrebbero giungere a rottura per un numero non elevato di cicli (es. smorzatori di tipo elastoplastico) devono resistere in campo elastico alle altre azioni di progetto, al fine di evitare rotture premature dovute a fatica.

C7.10.6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

C7.10.6.2.1 Verifiche allo SLV

Di seguito si forniscono alcune indicazioni per gli edifici isolati alla base.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa. Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura.

In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche.

Per evitare danneggiamenti significativi della sovrastruttura, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di comportamento pari a 1,5.

Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa, cui si riferisce la norma, sono, ad esempio, gli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), le piastre cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-

PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo elasto-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro), etc..

Gli edifici di classe d'uso IV debbono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo un terremoto violento. Per i loro impianti, pertanto, si richiede che vengano rispettati i requisiti di assenza di danni nelle connessioni anche per il terremoto di progetto allo SLV.

C7.10.6.2.2 Verifiche allo SLC

La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento. Lo spostamento d_2, che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare.

Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza perdite di fluidi gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana.

C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

È auspicabile che il collaudatore abbia specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di strutture con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le indicazioni di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

In relazione all'importanza di assicurare la totale libertà di spostamento orizzontale della sovrastruttura (ossia della parte isolata), ai fini del corretto funzionamento dell'isolamento sismico, particolare attenzione andrà posta nel verificare tale condizione nelle ispezioni di collaudo. Oltre all'assenza di connessioni strutturali, è importante verificare che non ci siano elementi non strutturali, impianti o contatto con il terreno circostante che possano creare impedimento al movimento della sovrastruttura.

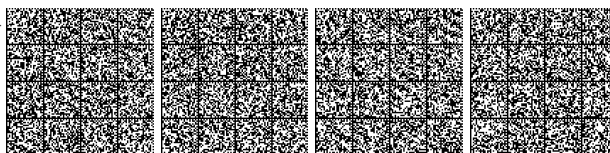
C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

La progettazione delle opere e dei sistemi geotecnici in presenza di azioni sismiche si esegue rispettando, in modo integrato, le prescrizioni contenute nel Capitolo 6 delle NTC relative alle azioni statiche e quelle specifiche fornite nel presente §7.11per le azioni sismiche.

C7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche (SLV) devono essere effettuate adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e i soli coefficienti parziali del gruppo R per il calcolo delle resistenze di progetto. A quest'ultimo fine, devono essere impiegati i valori dei coefficienti γ_R riportati nel presente Capitolo 7. Nel caso in cui non fossero espressamente indicati, si fa riferimento ai valori di γ_R indicati nel Capitolo 6.

C7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, così come la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo, costituiscono un insieme di attività riguardanti unitariamente la progettazione geotecnica, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Ne consegue che la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici costituisce la necessaria integrazione di quella illustrata nel Capitolo 6 delle NTC per la progettazione in condizioni statiche ed è finalizzata a completare la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo secondo le necessità della progettazione sismica. Pertanto, anche in presenza di azioni sismiche, il progetto deve articolarsi nelle fasi prescritte nel § 6.2 delle NTC, comprendendo anche tutti gli elementi necessari per tenere conto degli aspetti sismici.

C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

C7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nella definizione delle azioni sismiche cui è sottoposta una costruzione, sia in fondazione, sia in elevazione, il progettista deve svolgere un'analisi della risposta sismica locale, cioè una valutazione delle modificazioni del segnale sismico, rispetto a quanto atteso sulla base delle indicazioni riportate al paragrafo 3.2 in merito alla pericolosità sismica di base, dovute alla deformabilità e alla capacità dissipativa del terreno compreso nel volume significativo. A questo fine, sono disponibili diversi strumenti per studiare gli effetti della propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, basati in genere su metodi di analisi numerica, lineare e non, riferiti a problemi monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali.

Mentre nelle analisi monodimensionali è possibile tenere conto soltanto degli effetti dell'amplificazione stratigrafica, nelle analisi condotte in condizioni bi-tridimensionali è possibile tenere conto, congiuntamente, sia dell'amplificazione stratigrafica, sia dell'amplificazione morfologica (superficiale e/o profonda) del sito.

Nel caso in cui il volume significativo di terreno sia caratterizzato da situazioni stratigrafiche tipiche e ben definite, cui corrispondano anche prefissati campi di variazione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, le norme offrono la possibilità di studiare la risposta sismica locale con un procedimento semplificato che permette di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione $a_{max}=S_S \cdot a_g$, dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica. Analogamente, per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III delle NTC, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata con metodi semplificati, utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T.

C7.11.3.1.1 Indagini specifiche

In aggiunta alle indagini in sito e alle prove di laboratorio necessarie per l'identificazione dei modelli geotecnici di sottosuolo in condizioni statiche, per la progettazione in presenza di azioni sismiche le indagini e le prove devono comprendere l'accertamento della profondità e della conformazione del substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi richiedono, inoltre, un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o di intervento, e della procedura di analisi che intende adottare. In particolare, è auspicabile l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione. Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere le prove Cross-Hole, le prove Down-Hole, le prove SASW, le prove MASW, le prove eseguite con il dilatometro sismico (SDMT) e con il penetrometro sismico SCPT, ecc.; le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali cicliche, ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidezza a bassi livelli di deformazione.

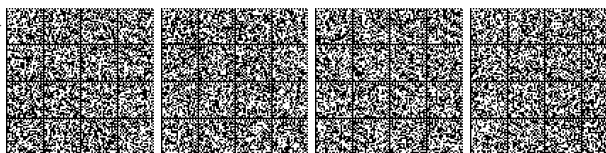
C7.11.3.1.2 Analisi numeriche di risposta sismica locale

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna (volume significativo ai fini della definizione della azione sismica). In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni:

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnico di sottosuolo;
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- scelta della procedura di analisi.

C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo

La schematizzazione geometrica monodimensionale è la più semplice ai fini delle analisi; a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno omogeneo o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su un substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 800 m/s.

Qualora il piano di campagna o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione a causa di assetti morfologici e stratigrafici complessi debbono essere valutate schematizzazioni che consentano una rappresentazione adeguata degli effetti della morfologia superficiale e dell'assetto stratigrafico del sito, attraverso una modellazione numerica più raffinata.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi.

C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da storie temporali del moto del terreno rappresentative dello scuotimento sismico atteso su un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A e classe topografica T1 descritte nel § 3.2.2 delle NTC).

Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, nelle analisi di risposta sismica locale, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, non è consentito usare accelerogrammi artificiali. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia poiché gli spettri di risposta di progetto, su cui essi sono calibrati, sono ottenuti da inviluppi di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, l'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica locale può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica solo un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidezza e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma, il terreno modifica la propria rigidezza e le caratteristiche di smorzamento, adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidezza e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero e la conseguente risposta sismica risulta falsata.

Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici devono essere impiegati accelerogrammi registrati. È ammesso tuttavia l'uso di accelerogrammi sintetici, purché siano generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata attingendo da archivi nazionali o internazionali accreditati, disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Nella selezione degli accelerogrammi registrati occorre anche tenere conto del contesto geologico e delle caratteristiche geotecniche dei siti ove sono ubicate le stazioni accelerometriche di registrazione. Idealmente essi dovrebbero essere caratterizzati da substrato roccioso affiorante e superficie topografica orizzontale. Inoltre è opportuno utilizzare registrazioni in campo libero ed evitare la selezione di accelerogrammi registrati all'interno di edifici o altre tipologie di strutture. Ulteriori dettagli sui criteri di scelta degli accelerogrammi registrati sono riportati nel § 3.2.3.6 delle NTC. È inoltre raccomandabile effettuare analisi di risposta sismica locale utilizzando un numero adeguato di segnali (almeno 7 come richiamato in diversi punti delle NTC). Ciò è relativamente agevole, considerata l'ampia disponibilità di registrazioni accelerometriche di terremoti reali.

Benché le NTC prescrivano che il requisito della spettro-compatibilità debba essere soddisfatto rispetto allo spettro di risposta medio di un insieme di accelerogrammi, è opportuno evitare l'utilizzo di segnali individuali il cui spettro di risposta presenti uno scarto in eccesso rispetto allo spettro elastico di riferimento superiore al 30%, questo per evitare l'adozione di accelerogrammi rappresentativi di una domanda sismica troppo severa. Tali accelerogrammi potrebbero infatti determinare, sulla struttura o sul sistema geotecnico oggetto dell'analisi, effetti di non linearità eccessivamente pronunciati e incompatibili con l'effettiva pericolosità sismica del sito. Per motivi analoghi, è opportuno selezionare storie temporali che soddisfino l'ulteriore vincolo di compatibilità in media con l'accelerazione massima (a_g) prescritta per il sito in esame dallo studio di pericolosità sismica di base

C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi

Le analisi di risposta sismica locale possono essere effettuate a diversi livelli di raffinatezza, in relazione all'importanza dell'opera e/o dell'intervento, e alla complessità del problema in esame.

Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato a un mezzo monofase visco-elastico non lineare, con caratteristiche di rigidezza e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi sono generalmente eseguite in termini di tensioni totali, risolvendo la non linearità con un approccio lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bidimensionali e forniscono i profili o le isolinee di accelerazione massima, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in prefissati punti del dominio. L'analisi non permette la valutazione delle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel terreno, in quanto essa è condotta facendo riferimento ad un modello elastico. Inoltre, essendo svolte in termini di tensioni totali, nel caso di terreni saturi, le analisi non permettono la valutazione della variazione delle pressioni interstiziali e delle tensioni efficaci. Le analisi semplificate risultano poco accurate nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assume un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidezza). Per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%, soprattutto in presenza di terreni molto deformabili, è quindi opportuno non utilizzare l'approccio lineare equivalente e riferirsi a leggi costitutive maggiormente rappresentative del comportamento meccanico del terreno.

Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato a un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Affinché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento non lineare e isteretico dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di

deformazione. In queste condizioni è possibile ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- ridistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un numero elevato di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni, e implica perciò una campagna di indagine specifica, da definire caso per caso.

C7.11.3.4 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

Le NTC, innanzitutto, fissano i casi in cui è possibile omettere la verifica a liquefazione. E' sufficiente che si verifichi almeno una delle quattro condizioni indicate nel §7.11.3.4.2 affinché si possa omettere l'esecuzione di tale verifica.

Se la condizione relativa alla severità della azione sismica non è soddisfatta (e cioè se le accelerazioni massime attese al piano campagna in campo libero sono superiori a 0,1g), le NTC prescrivono degli approfondimenti delle indagini geotecniche finalizzati a verificare il manifestarsi o meno delle altre tre condizioni.

Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico permettono sia verifiche di tipo puntuale, sia verifiche di tipo globale.

Nelle analisi puntuali, la sicurezza alla liquefazione è valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione, $CRR = \tau_l/\sigma'_{v0}$, e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica, $CSR = \tau_{media}/\sigma'_{v0}$, in cui con σ'_{v0}si intende la tensione efficace verticale agente alla profondità considerata prima dell'evento sismico. La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata, τ_{max}, che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione, *CRR*, può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La verifica è effettuata utilizzando abachi di letteratura che riportano, in ordinata, la sollecitazione ciclica *CSR* e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (ad esempio da prove penetrometri che statiche o dinamiche o da misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio *Vs*). Negli abachi, una curva separa gli stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

Nelle verifiche globali, si valutano preliminarmente i profili della sollecitazione e della resistenza ciclica, *CSR* e *CRR*, e si valuta, per l'intervallo di profondità in esame, il potenziale di liquefazione, I_L, funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica deve essere eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

C7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

I metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi in tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

Per i pendii naturali le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni e delle azioni. In altre parole, tutti i coefficienti parziali sono assunti unitari.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza, *FS*, definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ($F_S=\tau_s/\tau_m$).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di $a_{max}> 0.15 \cdot g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma, si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali, Δu, per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata, δ_{cu}, per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido, ag, può essere moltiplicato per un coefficiente *S* che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica, S_Se dell'amplificazione topografica S_T. In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente, k_{heq}, mediante un'analisi della risposta sismica locale.

Nelle verifiche pseudostatiche allo **SLV** dei pendii si utilizzano i coefficienti βs dell'accelerazione massima attesa al sito riportati in Tabella 7.11.I delle NTC. Tali coefficienti derivano da valutazioni sulla duttilità del meccanismo di rottura per scorrimento dei pendii di terra. Nel caso dei pendii di roccia, soprattutto per i meccanismi di rottura per crollo e per ribaltamento, decisamente più fragili di quello per scorrimento, si dovrebbero utilizzare valori di βs più elevati, al limite unitari.

La norma non fissa esplicitamente i valori di βs per le verifiche allo **SLD**. Per queste verifiche il coefficiente βs potrebbe essere unitario, nel caso in cui non si accettassero spostamenti residui, o compreso tra 1 e quello fissato per le verifiche allo **SLV**, in funzione dello spostamento massimo ritenuto accettabile per lo stato limite **SLD** in cinematismi di rottura per scorrimento. Per la valutazione di βs per questo stato limite si può fare riferimento alla Fig. 7.11.3 delle NTC. Per la definizione dello spostamento ammissibile si può fare riferimento alle indicazioni riportate di seguito, nell'illustrazione del metodo degli spostamenti.

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es., un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo la doppia integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e terreno stabile.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di Stato Limite di salvaguardia della Vita (**SLV**), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (**SLD**).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma (a_{max}, forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. È opportuno in ogni caso confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, la valutazione del comportamento dei pendii in presenza di sisma può essere valutata anche con metodi di analisi dinamica avanzata. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica implementate in codici di calcolo.

Le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti. Anche nel caso in cui si conducano analisi dinamiche avanzate è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al§ 3.2.3.6.

C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Per le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si possono utilizzare gli stessi metodi descritti al § 7.11.3.5 e § C7.11.3.5 per i pendii naturali: metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Come specificato in generale al § 7.11.1 delle NTC, le verifiche pseudostati che di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali dei gruppi A ed M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.20.

Nelle verifiche con metodi pseudostatici effettuate con riferimento a cinematismi di rottura per scorrimento nei terreni, si utilizzano i coefficienti β_S di riduzione della massima accelerazione attesa al sito riportati nel §7.11.4 delle NTC. Valori più elevati di tali coefficienti (al massimo unitari),per le verifiche allo **SLD**, possono essere utilizzati in presenza di elementi particolarmente sensibili agli spostamenti in prossimità del fronte di scavo o del rilevato. Inoltre, valori più elevati di β_S si devono utilizzare nel caso di fronti di scavo in ammassi rocciosi, soprattutto nel caso di meccanismi di rottura fragili (ad es., ribaltamento).

Si applicano ai fronti di scavo e ai rilevati le considerazioni già esposte per i pendii naturali, relative alla scelta dei parametri di resistenza, alla necessità di valutare la riduzione della resistenza al taglio indotta dall'azione sismica, e di tenere conto degli effetti dei fenomeni di risposta sismica locale.

Anche quando la verifica viene eseguita con il metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni del fronte di scavo possono in questo caso essere riferite ad una condizione di stato limite di salvaguardia della Vita (**SLV**) o di danno (**SLD**), in dipendenza del valore di soglia fissato per lo spostamento ammissibile (si veda § 7.11.3.5). Anche nel caso dei fronti di scavo o dei rilevati è opportuno che si faccia riferimento a più accelerogrammi (almeno 7) scelti secondo i criteri di cui al §3.2.3.6.

C7.11.5 FONDAZIONI

C7.11.5.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE

C7.11.5.1.1 Modellazione dell'interazione terreno-fondazione-struttura

Le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione rappresentano la soluzione del problema dell'interazione terreno-fondazione-struttura, che può essere studiato con diversi livelli di complessità, in relazione all'importanza dell'opera e alla pericolosità sismica del sito.

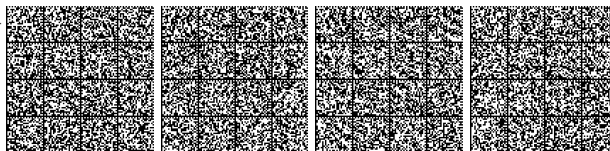
Al fine delle verifiche di sicurezza del complesso fondazione-terreno e per il dimensionamento strutturale delle fondazioni, il valore delle azioni trasmesse alle fondazioni deve essere scelto secondo quanto prescritto al § 7.2.5. tenendo conto dei criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica di cui al § 7.2.6.

Nei metodi di analisi avanzata, il modello numerico include la struttura in elevazione, la fondazione e il sottosuolo; si considera l'interazione dinamica terreno-fondazione considerando la natura polifase dei terreni, tenendo conto del comportamento non lineare e isteretico degli elementi strutturali e dei terreni in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. Tale approccio presuppone di per sé lo svolgimento di analisi dinamiche in campo non lineare.

Nei metodi di complessità intermedia (ad esempio, metodo delle sottostrutture), l'analisi viene eseguita in due fasi. Nella prima viene definita l'azione sismica alla base della struttura, mediante un'analisi non lineare o lineare equivalente di risposta sismica locale nella condizione di campo libero. Si può tenere conto della modifica del moto sismico dovuta all'interazione cinematica fondazione-terreno. Nella seconda fase si applica il moto sismico così ottenuto alla struttura la cui fondazione è generalmente modellata con vincoli visco-elastici caratterizzati da opportune funzioni di impedenza dinamica. Nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dei terreni dal livello deformativo e dalla frequenza di eccitazione.

Anche in questo caso l'azione sismica può essere valutata con analisi di risposta sismica-locale lineare o lineare equivalente.

Qualora le verifiche nella struttura in elevazione siano condotte utilizzando le sollecitazioni derivanti da analisi effettuate con spettri di progetto applicati su strutture schematizzate come elastiche, e non da analisi non lineari, le azioni di progetto da considerare applicate sulle strutture di fondazione nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLV e, eventualmente, SLC) delle fondazioni devono tenere conto di quanto previsto al § 7.2.5delle NTC.

L'analisi sismica delle fondazioni con il metodo degli spostamenti o con metodi dinamici avanzati si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente (cedimento, traslazione orizzontale e/o rotazione). La verifica consiste nel confronto tra lo spostamento calcolato e quello limite scelto dal progettista per l'opera in esame, in funzione dello stato limite considerato.

C7.11.5.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLV) E ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLD)

C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come specificato al § 7.11.1. Si utilizzano invece i coefficienti γ_R riportati nella Tabella 7.11.II per i diversi meccanismi considerati.

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l'opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e dei momenti flettenti sulla fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nella valutazione delle azioni di progetto agenti sulle fondazioni, nelle verifiche **SLV**, si deve tenere conto anche di quanto previsto al §7.2.5.

Le verifiche a scorrimento e a ribaltamento si eseguono utilizzando gli usuali metodi già previsti per le verifiche sotto azioni statiche.

Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l'effetto dell'azione sismica si traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente γ_R a carico limite pari a 2.3.

Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente γ_R a carico limite più basso e pari a 1.8. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-staticoK_h, che simula l'azione sismica in tale volume di terreno. La scelta del valore di K_hè nella responsabilità del progettista e dovrebbe tenere conto del livello di spostamenti permanenti che si ritiene di accettare in occasione dell'evento sismico, considerando anche che le azioni inerziali sulla struttura in elevazione e quelle sul volume di terreno sottostante la fondazione potrebbero non essere sincrone.

L'analisi sismica delle fondazioni (sia **SLV** sia **SLD**) con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, che si genera quando l'accelerazione massima al sito è superiore o uguale all'accelerazione critica del sistema. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6 delle NTC.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni superficiali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, anche per le verifiche SLD, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab. 7.11.II. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo SLV, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico SLD può superare quello SLV e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo **SLV**.

C7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni su pali si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici, come specificato al § 7.11.1 delle NTC. Si utilizzano invece i coefficienti γ_R riportati nella Tabella 6.4.II e 6.4.VI, rispettivamente, per i carichi assiali e trasversali.

Gruppi di pali

La resistenza per carico limite verticale del complesso pali-terreno deve essere valutata tenendo conto dell'eccentricità del carico verticale e degli effetti di gruppo. Ci si deve riferire alla rottura per carico limite verticale ed eccentrico della palificata nel suo complesso. Anche nella verifica a carico limite orizzontale ci si deve riferire alla rottura della palificata nel suo complesso, tenendo conto degli effetti di gruppo.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi nei confronti della rottura strutturale dei pali, con le limitazioni alle condizioni previste dalle NTC circa le caratteristiche del sottosuolo in cui sono ammorsati i pali, si deve tenere conto anche degli effetti flessionali prodotti dall'interazione cinematica palo-terreno, tenendo conto dei livelli di deformazione nel sottosuolo prodotti dal passaggio delle onde sismiche.

Fondazioni miste

Se la capacità portante della fondazione diretta è sufficiente, ai pali può essere affidata la sola funzione di controllo e regolazione del cedimento. In tale circostanza, per fare in modo che i pali possano svolgere correttamente tale funzione, occorre evitare la rottura di uno degli elementi strutturali (pali e struttura di collegamento).

Se la capacità portante della fondazione diretta è invece insufficiente, è possibile tenere conto del contributo dei pali nell'analisi dei seguenti stati limite ultimi:

- collasso della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;

- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali.

Per la resistenza della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale, occorre in primo luogo eseguire un'analisi di interazione pali-struttura di collegamento-terreno, al fine di pervenire alle aliquote di ripartizione fra platea e pali sia dei carichi assiali sia dei carichi trasversali. A questo punto la verifica viene effettuata per le due componenti della fondazione mista, secondo le prescrizioni di cui ai §§ 7.11.5.3.1 e 7.11.5.3.2. Se invece l'interazione fra la struttura di collegamento e i pali viene giudicata non significativa, o si omette la relativa analisi, il carico orizzontale deve essere affidato integralmente ai pali, e le verifiche della palificata nei confronti dei carichi trasversali vanno effettuate con le prescrizioni di cui al § 7.11.5.3.2.

L'integrità strutturale della fondazione mista (e dunque dei suoi componenti) deve essere preservata sia se l'aggiunta dei pali serve ad evitare una rottura per carico limite sia se l'aggiunta dei pali serve a ridurre il cedimento delle fondazioni. In ambedue le circostanze, l'azione orizzontale di progetto da applicare alla palificata può essere individuata con lo stesso criterio considerato per la verifica della fondazione mista nei confronti del collasso per carico limite orizzontale.

In considerazione del fatto che non è consolidato in ambito tecnico l'uso di procedimenti per la valutazione degli spostamenti permanenti delle fondazioni su pali prodotti da azioni sismiche, le NTC richiedono, per le verifiche **SLD**, che il progettista, in alternativa al calcolo degli spostamenti, effettui le stesse verifiche in fondazione con gli stessi valori dei coefficienti di sicurezza riportati in Tab.6.4.II e 6.4.VI rispettivamente per carichi assiali e trasversali. Tali verifiche potrebbero essere anche più gravose di quelle allo **SLV**, in quanto in alcuni casi lo spettro elastico **SLD** può superare quello **SLV** e dare luogo a sollecitazioni di taglio e flettenti in fondazione maggiori di quelle allo **SLV**.

C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

C7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

L'analisi dei muri di sostegno in presenza dell'azione sismica si esegue utilizzando sempre valori unitari dei coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici come prescritto al § 7.11.1. Per le sole verifiche **SLV**, si utilizzano i coefficienti γ_R riportati nella Tab. 7.11.III.

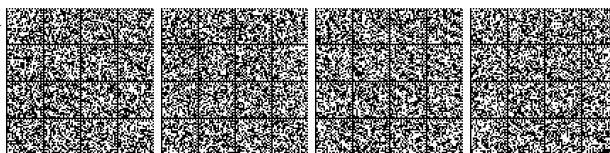
Nel caso in cui la verifica si conduca con approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente funzione dell'accelerazione massima attesa al sito e di un fattore di riduzione dell'accelerazione massima, β_m, che assume i valori specificati al § 7.11.6.2.1, differenziati per verifiche **SLV** e **SLD**. L'impiego di un fattore $\beta_m<1$ implica che il muro di sostegno in occasione del sisma possa subire spostamenti permanenti lungo la sua base e che questi spostamenti siano quindi liberi di verificarsi e compatibili con la sicurezza delle strutture che interagiscono con l'opera stessa. Nel caso in cui ciò non fosse possibile, si devono assumere valori di β_m più elevati, derivanti dal diagramma di Fig. 7.11.3 delle NTC, fino ad assumere un valore β_m unitario per i muri nei quali la traslazione è impedita. Per garantire la sicurezza nei confronti del ribaltamento (meccanismo fragile), la norma impone che la verifica nei confronti di tale meccanismo sia effettuata facendo riferimento ad un valore di β_m incrementato del 50% rispetto a quello utilizzato nelle verifiche a scorrimento. Ovviamente, il coefficiente β_m utilizzato nelle verifiche a ribaltamento ha un limite superiore pari a 1.00.

Nel rispetto della gerarchia delle resistenze, sarebbe opportuno che le verifiche geotecniche, diverse da quella a scorrimento, e quelle strutturali siano condotte con riferimento alla minore tra l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e l'accelerazione sismica pseudo-statica critica, che produce lo scorrimento in fondazione. L'analisi sismica dei muri di sostegno con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e delle resistenze. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente, eventualmente anche nullo. La verifica consiste nel confrontare lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Nel caso in cui si applichi il metodo degli spostamenti si deve fare riferimento ad almeno 7 accelerogrammi scelti in accordo con quanto riportato al §3.2.3.6. delle NTC. La verifica allo scorrimento con il metodo degli spostamenti sostituisce la sola verifica allo scorrimento pseudo-statica. Vanno ovviamente condotte comunque le altre verifiche geotecniche e strutturali, tenendo conto delle indicazioni riportate in precedenza.

Il progetto dei muri di sostegno sotto azioni sismiche deve essere improntato per favorire lo sviluppo di meccanismi di rottura duttili (scorrimento) rispetto ad altri meccanismi considerati più fragili, primo tra tutti il ribaltamento.

C7.11.6.3 PARATIE

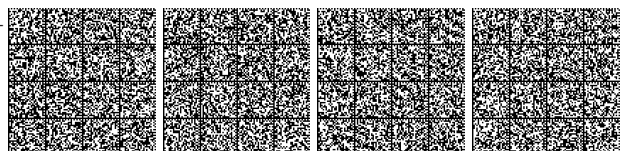
L'analisi sismica delle paratie si esegue verificando la sicurezza dell'opera, nei confronti di stati limite di tipo strutturale o geotecnico, in presenza di azioni sismiche. Come prescritto al §7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre a monte e a valle della paratia per effetto dell'accelerazione sismica.

L'accelerazione sismica fa variare infatti la spinta delle terre e determina una maggiore mobilitazione delle resistenze del terreno con accumulo di spostamenti permanenti. Tali spostamenti consentono una dissipazione di energia progressivamente crescente all'aumentare del volume di terreno coinvolto nel processo di deformazione; la dissipazione diviene massima con l'innesco di un meccanismo di rottura generale nel terreno. Il valore dell'accelerazione sismica in grado di innescare il primo cinematismo è detta accelerazione critica del sistema.

Per tener conto degli effetti dissipativi, nei metodi pseudo-statici si considera il valore dell'accelerazione orizzontale equivalente a_h, valutato secondo la Formula 7.11.9 in funzione del coefficiente di spostamento βche tiene conto della capacità del sistema (terreno, struttura e vincoli) di dissipare energia durante il moto sismico.

Il coefficiente βè minore di 1 solo se l'accelerazione massima attesa al sito risulta maggiore dell'accelerazione critica del sistema. Con β< 1, a seguito del sisma, la paratia subirà quindi spostamenti di tipo permanente.

L'entità degli spostamenti permanenti può essere valutata in modo semplificato attraverso il diagramma di Figura 7.11.3 che assimila gli effetti permanenti prodotti dal sisma a quelli calcolati sul blocco rigido di Newmark con riferimento a numerosi accelerogrammi italiani. A tal fine, il valore di β può essere assunto pari al rapporto fra accelerazione critica del sistema e accelerazione massima attesa.

Qualora l'accelerazione massima non fosse sufficiente a produrre un meccanismo di rottura generale nel terreno, allora deve essere $\beta = 1$. Conseguentemente, l'accelerazione equivalente coincide con quella massima, a meno del fattore α di deformabilità, che va considerato solo come riduttore della spinta attiva.

La verifica delle paratie può essere condotta anche con metodi dinamici avanzati, tenendo conto del comportamento non lineare, non elastico e isteretico dei terreni interessati dall'opera. L'uso di tali modelli richiede necessariamente un'adeguata campagna di indagini in sito e in laboratorio che consenta la caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni in un ampio campo di deformazioni, oltre a strumenti di calcolo adeguati. Inoltre, poiché, sia per le verifiche **SLV** sia per quelle **SLD**, la verifica consiste nella valutazione degli effetti del sisma in termini di spostamenti e di variazioni del regime di sollecitazione dell'opera, la verifica va condotta confrontando gli effetti di più accelerogrammi (almeno 7) selezionati secondo i criteri descritti nel § 3.2.3.6.

CAPITOLO C8.

COSTRUZIONI ESISTENTI

Le costruzioni esistenti rappresentano certamente argomento particolarmente significativo nell'ambito dell'applicazione delle NTC. Rispetto al D.M.14 gennaio 2008 la norma riporta alcune modifiche la cui portata concettuale assume però particolare rilievo.

L'importanza che le criticità locali assumono negli edifici esistenti, in termini di danni a persone e cose, ha portato, fra l'altro, a considerare con maggiore attenzione gli interventi locali di rafforzamento e gli interventi di miglioramento.

Tale maggiore attenzione si è anche tradotta in un diverso ordine di presentazione (le varie forme d'intervento sono ora elencate dalla meno alla più impattante, dalla riparazione e rafforzamento locale all'adeguamento), nella diversa definizione dell'intervento di adeguamento e nell'ampia considerazione dedicata alla valutazione e riduzione del rischio sismico e, in special modo, nella maggiore attenzione prestata agli interventi finalizzati a ridurre la vulnerabilità delle costruzioni esistenti.

La presente Circolare, quindi, fornisce istruzioni operative per la corretta ed uniforme applicazione dei principi riportati nel Capitolo 8 delle NTC. Si osserva, in particolare, come molti dei contenuti delle Appendici della Circolare 617 C.S.LL.PP. del 2 febbraio 2009, sono ora ricondotti a questo testo.

C8.1 OGGETTO

Le *costruzioni esistenti* sono definite, nel § 8.1 delle NTC, come quelle costruzioni per le quali "*alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento*" la struttura sia stata "*completamente realizzata*".

Detta definizione va certamente declinata per ciascun caso in esame.

In termini del tutto generali, con l'espressione *struttura completamente realizzata* può intendersi una struttura per la quale, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all'epoca della costruzione; se all'epoca della costruzione l'obbligo del collaudo statico non sussisteva, devono essere state almeno interamente realizzate le strutture e i muri portanti e le strutture degli orizzontamenti e delle coperture.

Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica dei beni del patrimonio culturale vincolato, il riferimento normativo, nelle more dell'emanazione di ulteriori disposizioni, è costituito dal D.P.C.M. 9 febbraio 2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008". Tale direttiva, in considerazione della specificità e articolazione del contenuto nonché delle caratteristiche del patrimonio storico edilizio italiano, è adottabile come riferimento per le costruzioni che comunque abbiano una valenza storica, artistica o urbanistico-ambientale, anche se non esplicitamente vincolate, fatto salvo quanto previsto al punto 8.4 delle NTC.

C8.2 CRITERI GENERALI

La conoscenza della costruzione, se da un lato contribuisce ad aumentare l'accuratezza delle verifiche di sicurezza e l'efficacia del progetto degli interventi, dall'altro dipende, di fatto, dalla possibilità di effettuare indagini approfondite in relazione all'uso ed alla natura/tipologia della costruzione stessa.

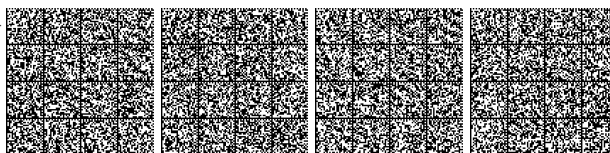
Le NTC, al fine di tener conto dei diversi possibili gradi di approfondimento, utilizzano i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza (che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

È necessario che il progettista espliciti, nei documenti progettuali, le caratteristiche geometriche e strutturali della costruzione e il grado di approfondimento raggiunto dalle indagini.

In generale, la valutazione della sicurezza consiste nell'identificazione delle criticità nei confronti delle azioni considerate, sia non sismiche, come pesi propri, sovraccarichi e azioni climatiche, sia sismiche[1].

---

[1]Per quanto riguarda le costruzioni esistenti di muratura, la valutazione della sicurezza deve essere effettuata nei confronti dei meccanismi di collasso, sia locali, sia globali, ove questi ultimi siano significativi; la verifica dei meccanismi globali diviene, in genere, significativa solo dopo che gli eventuali interventi abbiano eliminato i meccanismi di collasso locale. E' inoltre opportuno considerare la distinzione tipologica tra edifici singoli e edifici in aggregato (es. edilizia dei centri storici, complessi formati da più corpi). In particolare, per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, il comportamento globale è spesso non definibile o non identificabile, al contrario del comportamento delle singole parti o unità strutturali.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti di c.a. e di acciaio, le NTC evidenziano come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" sia "fragili"; a tale riguardo, è opportuno che l'analisi sismica globale utilizzi, per quanto possibile, metodi di modellazione e analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili, tenendo conto della possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

Attenzione deve essere, dedicata alla individuazione, per quanto possibile, di situazioni critiche locali e al loro conseguente effetto sulle verifiche. Esempi tipici sono la presenza e la realizzazione di cavedi, nicchie, canne fumarie, aperture in breccia, riprese murarie nelle pareti portanti che, indebolendo sensibilmente i singoli elementi strutturali o le connessioni tra i vari elementi costruttivi, possono facilitare l'innesco di meccanismi locali.

Anche lo spostamento o la demolizione di tramezzature o tamponature con rigidezza e resistenza non trascurabili per una specifica struttura, potrebbero alterare la configurazione del fabbricato.

Riguardo ai dettagli costruttivi, per gli edifici esistenti le NTC non impongono la conformità alle prescrizioni previste per le nuove costruzioni.

Gli esiti della valutazione della sicurezza comportano conseguenze diversificate in termini di tempi e necessità di intervento, a seconda che le carenze della struttura si manifestino nei confronti delle azioni non sismiche o di quelle sismiche.

Le categorie di intervento si differenziano in interventi locali o di riparazione, di miglioramento e di adeguamento.

Le NTC specificano, per ciascuna categoria, la condizione di applicazione, sancendo l'obbligatorietà del collaudo statico, non solo per gli interventi di adeguamento, ma anche per quelli di miglioramento. Sono poi definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la ricerca della regolarità, l'attenzione necessaria per le fasi di esecuzione e le priorità da assegnare e sono quindi esaminati i più usuali interventi per le varie tipologie strutturali.

Non è invece previsto il collaudo statico per gli interventi locali o di riparazione di cui al §8.4.1 delle NTC.

Al fine di una corretta valutazione del possibile utilizzo delle costruzioni, il tecnico incaricato delle verifiche o del progetto deve esplicitare, nei documenti progettuali, i livelli di sicurezza attuali e quelli che l'eventuale intervento si prefigge di conseguire, nonché le eventuali conseguenti limitazioni nell'uso della costruzione, esplicitando, per quanto possibile anche il livello di sicurezza degli elementi costruttivi non strutturali.

Il complesso delle norme vigenti, infatti, consente l'utilizzo anche delle costruzioni esistenti che non raggiungano i livelli di sicurezza richiesti per le costruzioni nuove.

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il § 8.3 contiene una definizione della procedura di valutazione della sicurezza, le situazioni nelle quali è obbligatoria la valutazione, e gli stati limite ai quali fare riferimento.

Le modalità di valutazione della sicurezza dipendono dalle caratteristiche dell'edificio e dalle eventuali criticità presenti; la valutazione della sicurezza deve essere effettuata sia nello stato di fatto, sia nello stato di progetto degli interventi.

In particolare, nelle verifiche dello stato di progetto si deve tenere conto di come gli interventi possano incidere sul comportamento della costruzione. Nei successivi § C.8.5, § C.8.6, § C.8.7 sono trattate in modo esteso le modalità operative consigliate per le verifiche.

Tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione è escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, per quanto possibile, deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E, definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g S.
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Fermo restando quanto già indicato al Capitolo C2.1 si precisa quanto segue.

Nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e altre azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel § 2.5.3 delle NTC (eventualmente ridotte in accordo con quanto specificato al § 8.5.5 delle NTC), è necessario adottare gli opportuni provvedimenti, quali ad esempio limitazione dei carichi consentiti, restrizioni all'uso e/o esecuzione di interventi volti ad aumentare la sicurezza, che consentano l'uso della costruzione con i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC. Gli interventi da effettuare per eliminare le vulnerabilità più importanti possono anche essere parziali e/o temporanei, in attesa di essere completati nel corso di successivi interventi più ampi, atti a migliorare/adeguare complessivamente la costruzione e/o parti di essa.

Attesa l'aleatorietà dell'azione, nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni sismiche, le condizioni d'uso, la necessità e la conseguente programmazione dell'intervento sono stabiliti sulla base di una pluralità di fattori, quali: la gravità dell'inadeguatezza e le conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di pubblica incolumità, le

disponibilità economiche, etc.

Nella valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti va vagliata l'opportunità di procedere ad una verifica della stabilità geomorfologica del sito e del sistema terreno-fondazione, ferma restando l' obbligatorietà di quest'ultima verifica al ricorrere anche di una sola delle condizioni elencate al § 8.3 delle NTC. Nella relazione indicata dalla norma, il tecnico dovrà esplicitare che non sussistono le condizioni indicate al § 8.3 delle NTC tenendo ovviamente conto anche della gravità del dissesto (in atto o prodottosi in passato).

C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Le NTC confermano le tre categorie di intervento previste dalle precedenti norme: *riparazione o intervento locale*, *miglioramento*, *adeguamento*, elencandole in ordine inverso rispetto al D.M. 14. gennaio 2008, ciò al fine di ricollocare gli interventi di riparazione o locali ed il miglioramento in una meglio articolata scansione logica ed operativa[2].

C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidezza, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.

C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II

---

[2] È opportuno che gli interventi in progetto siano primariamente finalizzati all'individuazione e all'eliminazione o riduzione di carenze e criticità locali che possano incidere sulla capacità strutturale, per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della costruzione nel suo complesso. Interventi mirati all'eliminazione di specifiche criticità locali, pur con opere di modesto impatto economico e senza alterare sistemi d'equilibrio venutisi a creare nel tempo, possono infatti produrre aumenti sensibili della sicurezza

il valore di ζ_E, sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico; per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di ζ_E deve essere assunto almeno pari a 1,0. Inoltre, nel valutare la domanda di spostamento nei dispositivi e nei giunti sismici, il periodo proprio fondamentale del sistema isolato deve essere determinato tenendo conto opportunamente dell'elongazione del periodo proprio della sovrastruttura a seguito delle eventuali plasticizzazioni, in relazione al valore di ζ_E ad essa attribuito.

C8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione così come specificati nel § 8.4.3 delle NTC.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle NTC. Non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ζ_E; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0,8. È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d).

Per gli edifici esistenti in muratura, particolarmente quelli storici, in cui il regime delle sollecitazioni è frutto della sovrapposizione delle vicende statiche subite dalla costruzione nel tempo, la previsione degli effetti degli interventi sul comportamento strutturale risulta estremamente difficile. Per questo motivo, è conveniente limitare l'alterazione dello stato di fatto per non creare situazioni di esito incerto; particolare cautela deve pertanto essere adottata nel caso di interventi di tipo a), b) e d).

In merito all'ultimo capoverso del § 8.4.3 delle NTC, esso stabilisce che non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni *b*), *c*), *d*) od *e*) di cui allo stesso §8.4.3, solo nel caso di "variazione dell'altezza dell'edificio" causata dalla realizzazione di cordoli sommitali oppure causata da variazioni della copertura, che non comportino incrementi di superficie abitabile significativi dal punto di vista strutturale. Infatti, la ratio di tale disposizione è di permettere nelle situazioni citate, ferme restando le norme urbanistiche ed i regolamenti edilizi locali, la realizzazione di interventi di possibile beneficio strutturale, senza dover necessariamente adeguare l'intera costruzione.

C8.5 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

La definizione di modelli di riferimento che descrivano il comportamento dell'edificio costituisce certamente una delle fasi più complesse dell'intera procedura di analisi. Infatti, considerando la grande varietà di costruzioni esistenti, non è possibile indicare procedure di modellazione. Tali problematiche diventano, poi, particolarmente rilevanti per le costruzioni in muratura, anche a causa delle numerose incertezze relative agli stati di sollecitazione in atto, ai tipi di materiale impiegati e al loro comportamento meccanico, al grado di connessione tra gli elementi strutturali e alla loro morfologia interna, oltre che agli eventuali interventi di trasformazione, riparazione o consolidamento già attuati in passato.

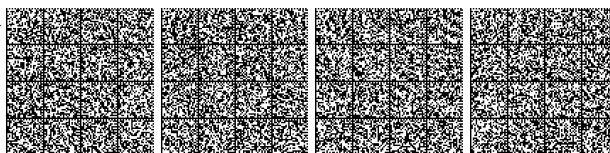
L'adeguata conoscenza del manufatto è presupposto fondamentale e fase imprescindibile per la comprensione di singole criticità e del comportamento strutturale; l'attendibilità dei risultati, dunque, è strettamente legata al livello di conoscenza.

È opportuno sottolineare che le fasi della conoscenza e dell'analisi non sono sequenziali, ma strettamente connesse.

Il piano delle indagini, ad esempio, può essere efficacemente indirizzato, in relazione sia alla tipologia delle prove, sia alla loro localizzazione, da un'analisi basata su dati preliminari relativi alle caratteristiche geometriche, costruttive e dei materiali. In tal modo è possibile identificare le zone critiche nei riguardi degli stati limite ultimi, investigando eventualmente la sensibilità della risposta alle incertezze sui principali parametri, e quindi razionalizzare il piano delle indagini sperimentali, anche in considerazione della loro onerosità ed invasività.

Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente γ_M non inferiore a 2 (Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 e §7.8.1.1 delle NTC).

In relazione al livello di conoscenza, le NTC definiscono opportuni fattori di confidenza, da intendersi come indici del livello di approfondimento raggiunto dalle indagini; è attraverso di essi che si possono ridurre i valori attribuiti ai parametri meccanici dei materiali. In determinate circostanze, i valori dei fattori di confidenza possono essere differenziati per i diversi materiali o per specifici elementi strutturali, nel modo illustrato nel seguito.

Indicazioni specifiche riguardanti le modalità di svolgimento delle analisi strutturali per la valutazione della sicurezza, sia nello stato di fatto, sia a seguito della realizzazione di interventi, sono riportate nel § 8.7 delle NTC.

C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

La conoscenza della storia di un fabbricato è elemento indispensabile, sia per la valutazione della sicurezza attuale, sia per la definizione degli interventi e la previsione della loro efficacia.

L'analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale.

L'analisi inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti, eventuali relazioni di collaudo e riguarda:

- l'epoca di costruzione;
- le tecniche, le regole costruttive e, se esistenti, le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
- la forma originaria e le successive modifiche;
- i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
- le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi, con indicazioni, ove possibile, della loro evoluzione nel tempo;
- gli interventi di consolidamento pregressi;
- gli aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato edilizio di cui l'edificio è parte.

Risulta, in generale, utile anche la conoscenza delle patologie o delle carenze costruttive evidenziate da edifici simili per tipologia ed epoca di costruzione.

In definitiva, questa fase deve permettere di interpretare la condizione attuale dell'edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.

C8.5.2 RILIEVO

C8.5.2.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nelle costruzioni di muratura, vista la grande varietà di materiali e tecniche costruttive impiegate, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità; in questo ambito, la verifica dell'efficacia degli incatenamenti, siano essi lignei o metallici, merita una particolare attenzione.

Nel rilievo si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.

Indagini estese: i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.

Indagini esaustive: oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell'arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali.

C8.5.2.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

Il rilievo è finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno. Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Il rilievo di manufatti che non hanno funzione strutturale (pareti divisorie, controsoffitti, impianti) deve essere effettuato con l'obiettivo principale di identificare eventuali rischi per la sicurezza degli abitanti, connessi a problemi di stabilità dei manufatti stessi o delle strutture. Particolarmente pericolose si sono rivelate, in occasione di eventi sismici, le pareti di tamponamento formate da più paramenti accostati e privi di adeguati collegamenti tra loro o/e separati da intercapedini isolanti, ancor più quando non sono contenute in riquadri strutturali.

Il rilievo geometrico degli elementi deve permettere:

- l'identificazione dell'organizzazione strutturale;
- l'individuazione della posizione e delle dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- l'identificazione dei solai e della loro tipologia, orditura, sezione verticale;
- l'individuazione di tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali quali tamponamenti, tramezzature, etc.

In particolare, per le costruzioni in acciaio, i dati raccolti devono includere anche:

- la forma originale dei profili e le loro dimensioni geometriche;
- la tipologia e morfologia delle unioni.

Nel caso in cui la geometria della struttura sia nota dai disegni originali, deve essere comunque eseguito il rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto.

Nel definire il comportamento della costruzione in presenza di sisma sono di particolare importanza i dettagli costruttivi; le informazioni su di essi possono essere desunte dai disegni originali, da un progetto simulato o da indagini in situ.

Il progetto simulato, eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore all'epoca della costruzione e della corrispondente pratica costruttiva, è utile per fornire informazioni su quantità e disposizione dell'armatura negli elementi con funzione strutturale e sulle caratteristiche dei collegamenti.

Sia che si disponga dei disegni originali, sia che si sia prodotto un progetto simulato, per verificarne la rispondenza alla realtà del costruito in termini di particolari costruttivi occorre effettuare rilievi in situ. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

Indagini limitate**:** consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.

Indagini estese: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti.

Indagini esaustive**:** si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Le indagini in-situ basate su saggi sono effettuate su una congrua percentuale degli elementi strutturali, privilegiando, tra le tipologie di elementi strutturali (travi, pilastri, pareti…), quelle che rivestono un ruolo di primaria importanza nella struttura.

Il quantitativo di indagini in-situ basate su saggi dipende dal livello di conoscenza desiderato in relazione al grado di sicurezza attuale e deve essere accuratamente valutato, anche in vista delle notevoli conseguenze che comporta sulla progettazione degli interventi.

Al fine di determinare, in maniera opportuna, il numero e la localizzazione delle indagini in-situ da effettuare, è utile eseguire, a seguito del rilievo geometrico:

- una campagna preliminare di indagini in-situ volta alla conoscenza dei dettagli costruttivi ritenuti più significativi;
- un'analisi preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica dell'edificio, eseguita estendendo il risultato dei rilievi dei particolari costruttivi (sfruttando anche eventuali simmetrie o situazioni ripetitive della struttura) agli elementi simili per dimensioni e/o impegno statico, eventualmente utilizzando i risultati preliminari delle prove sui materiali come definite al § C8.5.3.2.

Dall'esito, in termini di impegno statico e ruolo delle diverse membrature nella sicurezza della struttura, fornito dall'analisi preliminare può scaturire la necessità di approfondimenti in termini di numero, tipologia e localizzazione delle indagini in-situ basate su saggi; il progetto delle indagini ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

A titolo esemplificativo e quando realmente possibile, il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni:

Costruzioni di calcestruzzo armato

- quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione;
- quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi;
- quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- quantità di armatura longitudinale che contribuisce al momento negativo di travi a T, presente nei solai;
- lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- spessore dei copriferri;
- lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi;

Costruzioni di acciaio:

- tipologia e localizzazione dei giunti tra le membrature;

- particolari di appoggio dei solai;
- modalità di collegamento alle fondazioni.

C8.5.2.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per costruzioni di legno si intendono sia opere realizzate interamente con struttura lignea, sia elementi costruttivi all'interno di costruzioni caratterizzate da altre tipologie strutturali.

Il rilievo geometrico riguarda le membrature, la disposizione degli elementi nella struttura e i collegamenti (di carpenteria o meccanici); deve essere accuratamente rilevata la morfologia delle membrature, con le variazioni di forma della sezione e i difetti del materiale, in quanto elementi fondamentali per la quantificazione della capacità portante.

Per la comprensione dei fenomeni di dissesto, attenzione deve essere rivolta al rilievo delle deformazioni delle singole membrature e della struttura, distinguendo, ove possibile, lo stato deformativo derivante dalle azioni applicate da quello proprio del materiale, causato ad esempio da difettosità anatomiche, di taglio o di lavorazione. A tale scopo devono essere identificate le zone deteriorate, con particolare riferimento alle unioni tra elementi lignei o ai collegamenti di interfaccia tra membrature lignee e altri materiali (ad esempio muratura) o altre parti della costruzione (ad esempio fondazioni).

C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Il § 8.5.3 delle NTC tratta della conoscenza delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali con i quali è realizzato un fabbricato.

La norma prevede che per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o integrazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001. Ciò fa riferimento, esclusivamente, al prelievo dei campioni per le prove distruttive i cui esiti sono soggetti a certificazione ai sensi dello stesso articolo 59 del DPR 380/01.

In tal senso le NTC hanno voluto ricondurre ad un modello unitario - in termini di qualità e responsabilità - l'intero loro processo costruttivo e, conseguentemente anche l'attività di prelievo, quale ad esempio il carotaggio, giacché le prove comprendono ogni fase: dal prelievo del materiale, alla verifica fisica, chimica e meccanica della carota stessa. Il carotaggio costituisce una prima analisi, almeno qualitativa, di resistenza fisica del campione che si sta prelevando; l'operazione di carotaggio stessa è, inoltre, in grado di influenzare in maniera determinante, essa stessa, la resistenza fisica del campione che si sta prelevando,

C8.5.3.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

La muratura in una costruzione esistente è il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme.

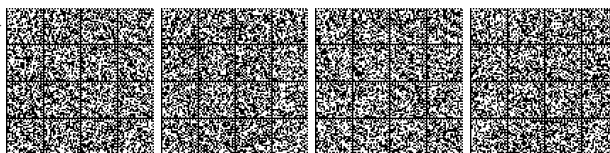
La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in-situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità.

Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive.

In relazione al numero delle indagini e alle modalità con cui condurle, la grande varietà tipologica e la frequente presenza di stratificazioni temporalmente successive, come avviene, in particolare, negli edifici storici, rende priva di significato la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini, anche in vista del fatto che, talvolta, l'individuazione delle situazioni di vulnerabilità risulta più significativa della stessa caratterizzazione dei materiali. L'esecuzione delle indagini deve seguire protocolli operativi e interpretativi di comprovata validità.

La tabella C8.5.I riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione $\mathbf{f_m}$ stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm^2), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione $\mathbf{f_m}$ stimabile inferiore a 0,7 N/mm^2) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche.

La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti.

Per interpretare fenomeni pregressi e/o per cercare di stimare fenomeni futuri a tempi lunghi è bene considerare che nel materiale muratura sono presenti fenomeni consistenti di deformazioni lente plastiche e di viscosità, con comportamenti meccanici anche notevolmente differenti da quelli a tempi brevi, che possono dare luogo ad una ridistribuzione dei picchi di sollecitazione. Nel

caso di sollecitazioni di trazione permanenti, inoltre, la resistenza a trazione delle murature, non indicata nella tabella, può ridursi significativamente.

Nel caso di murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura (§11.10 delle NTC).

Tabella C8.5.I -*Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:* **f** *= resistenza media a compressione,* τ_0 *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* **fv0** *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),* **E** *= valore medio del modulo di elasticità normale,* **G** *= valore medio del modulo di elasticità tangenziale,* **w** *= peso specifico medio.*

Tipologia di muratura	**f (N/mm²)**	τ_0 **(N/mm²)**	f_{V0} **(N/mm²)**	**E (N/mm²)**	**G (N/mm²)**	**w (kN/m³)**
	min-max	**min-max**		**min-max**	**min-max**	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione **f**può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

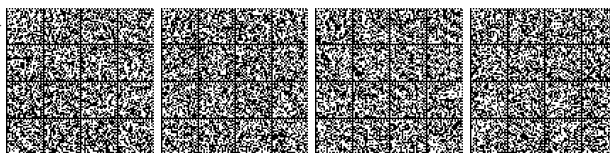
Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.

I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- ***malta di buone caratteristiche***: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (**f,** τ_0 e **fv0**), sia ai moduli elastici (**E** e **G**);
- ***presenza di ricorsi (o listature):*** il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (**f** eτ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;
- ***presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti***: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (**f,** τ_0 e **fv0**).

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.

I dati riportati nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti "a sacco" di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti e dall'assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, è presente anche nei casi di pietre squadrate sulle superfici esterne.

Nel caso non sussistano rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro come composto da due pareti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace.

Dopo avere esclusa la possibilità di meccanismi di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il *nucleo interno* sia ampio rispetto ai paramenti, e in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all'intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti (Tabella C8.5.I, eventualmente modificata dai coefficiente della Tabella C8.5.II) e del nucleo, attraverso valutazioni opportune.

Nel caso particolare di nucleo interno di caratteristiche meccaniche trascurabili, le proprietà equivalenti del panello murario possono essere ottenute, cautelativamente e in via semplificata, trascurando lo spessore del nucleo.

Tabella C8.5.II -*Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.*

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione $\mathbf{f_m}$ superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $\mathbf{f_m}^{0,35}$ ($\mathbf{f_m}$ in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando gli ulteriori coefficienti indicati in Tabella C8.5.II, in base alle tecniche di consolidamento previste, secondo le modalità di seguito illustrate

Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza ($\mathbf{f}$, τ_0e $\mathbf{f_{v0}}$), sia dei moduli elastici (**E** e **G**); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti.

Consolidamento con intonaco armato

L'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici.

In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza ($\mathbf{f}$, τ_0e $\mathbf{f_{v0}}$), sia dei moduli elastici (**E** e **G**).

In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento.

Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzi un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni.

Consolidamento con diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi

Nel caso dell'inserimento di diatoni artificiali dotati di una significativa rigidezza a taglio e sufficientemente diffusi, si può applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale; gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione (**f**).

Consolidamento con ristilatura armata e connessione dei paramenti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza ($\mathbf{f}$, τ_0 e $\mathbf{f_{v0}}$), sia dei moduli elastici (**E** , **G**), in quest'ultimo caso in misura ridotta del 50%.

Questa tecnica (con i relativi coefficienti migliorativi) può essere applicata anche sostituendo, su uno dei paramenti, la ristilatura armata con un intonaco armato di limitato spessore, realizzato con malta a base calce, purché siano posti in opera gli elementi di connessione trasversale.

I valori sopra indicati in tabella per il consolidamento delle murature devono essere considerati essenzialmente un riferimento, in assenza di specifiche valutazioni sui valori da adottare per il caso in esame; nel caso di tecniche diverse da quelle indicate nella tabella, i valori riportati costituiscono un utile riferimento.

Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella.

Nella caratterizzazione meccanica dei materiali si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

Prove limitate: Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Prove estese: Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. È inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità.

Prove esaustive: In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata corrispondenza tipologica per materiali e morfologia.

A seguito delle indagini, è necessario valutare, per ogni prova, il grado di rappresentatività sia della classe tipologica attribuita al materiale, sia dei valori medi delle caratteristiche meccaniche dell'edificio da utilizzare nelle modellazioni.

A questo scopo possono essere utili metodi che, avvalendosi della lettura visiva dei paramenti e della sezione, consentano di ottenere delle stime di tali caratteristiche attraverso indicatori di qualità muraria, purché elaborati con procedure di comprovata attendibilità.

Nelle costruzioni con struttura muraria occorre considerare anche la presenza di elementi realizzati con altri materiali (strutture

lignee, solai in c.a., tiranti d'acciaio ecc.), da indagarsi con le metodologie indicate negli specifici Capitoli.

Nei casi, previsti dalle NTC, in cui sia necessario eseguire indagini sulle fondazioni, queste saranno volte a determinarne morfologia, profondità e materiali costituenti, a prescindere dai gradi di approfondimento sopra riportati.

C8.5.3.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

I valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC.

Per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione.

Calcestruzzo: si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici .

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione.

***Unioni di elementi d'acciaio*:** la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, ove possibile, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione delle caratteristiche meccaniche rilevanti, quali la tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento.

Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, ad integrazione di quelli sopra descritti, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.

Le prove sui materiali, in analogia a quanto definito per le indagini sui dettagli costruttivi, possono essere eseguite su un numero di elementi diverso, a seconda del livello di conoscenza che si vuole raggiungere.

Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

***Prove limitate*:** prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.

Prove estese*:** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le ***prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.

Prove esaustive*:** prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle ***prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.

Al fine di determinare in maniera opportuna il numero e la localizzazione delle prove sui materiali, è utile:

- eseguire un numero limitato di indagini preliminari sugli elementi individuati come rappresentativi a seguito dell'analisi storico-critica, della documentazione disponibile e del rilievo geometrico, al fine di definire un modello preliminare della struttura;
- eseguire un'analisi per la verifica preliminare della sicurezza statica e della vulnerabilità sismica, utilizzando i dettagli costruttivi valutati nel corso della campagna di indagini preliminari (§ C8.5.2.2).

In base all'esito dell'analisi preliminare è valutata la necessità di approfondimenti della campagna di indagini in termini di numero e localizzazione, in relazione all'impegno statico delle diverse membrature, del loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura e del grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari, anche in relazione a quanto previsto dai documenti originari; il progetto delle prove ne fornisce la misura, consentendo così di graduare quantitativamente il livello di approfondimento.

Per l'identificazione delle caratteristiche dei materiali, i dati raccolti devono includere le seguenti caratteristiche:

- resistenza e, ove significativo, il modulo elastico E del calcestruzzo;
- tensione di snervamento, resistenza a rottura e allungamento dell'acciaio.

C8.5.3.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'esame degli elementi costruttivi prevede indagini volte alla conoscenza del materiale, in particolare nei riguardi della specie, dello stato di conservazione e delle caratteristiche meccaniche.

Riguardo alla caratterizzazione del materiale, per l'identificazione della specie legnosa si può fare riferimento alla norma UNI 11118 e, per la valutazione dello stato di conservazione e del profilo resistente degli elementi in opera, alla norma UNI 11119. Date le incertezze delle conoscenze, qualora si ricorra a metodi indiretti di prova, è opportuno confrontare le misure ottenute con metodi diversi, tenendo presente che la variabilità dei singoli parametri è in genere ampia.

Occorre identificare l'eventuale degrado materico di tipo biotico, anche in relazione alle condizioni ambientali di conservazione. Particolare attenzione deve quindi essere rivolta all'analisi del microclima nell'intorno di un elemento ligneo o di una sua parte

che si è instaurato in particolari condizioni di posa in opera (ad esempio testate di travi e capriate inserite nella muratura o elementi nascosti da controsoffitti, elementi lignei che appoggiano in fondazione).

Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

***Prove limitate**:* si tratta di indagini basate principalmente su esami visivi delle superfici, che comprendano almeno tre facce e una testata di ogni elemento dell'orditura primaria e secondaria e che prevedano limitati controlli degli elementi costruttivi e delle connessioni; sono previste rimozioni locali dello strato di protezione per procedere a una valutazione dello stato di conservazione, ad esempio in accordo alla norma UNI 11119.

Prove estese: si tratta di indagini visive diffuse sulle superfici degli elementi, accompagnate da alcuni controlli strumentali a supporto, nonché sulle condizioni dei collegamenti. Sono previste rimozioni locali dello strato di protezione per procedere a una valutazione dello stato di conservazione, ad esempio in accordo alla norma UNI 11119. Come controlli strumentali, sono almeno da prevedere alcuni controlli dell'umidità del materiale in zone specificatamente individuate come particolarmente sensibili.

Prove esaustive: si tratta di indagini visive diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti strumentali, eventualmente di tipo resistografico. Si prevedono analisi per l'identificazione della specie, la misura dell'umidità nel materiale e nelle zone di interfaccia con materiali diversi e l'analisi dei collegamenti, con valutazione dei fenomeni di degrado degli elementi di connessione. Tali analisi possono anche richiedere attività di laboratorio. È opportuno l'impiego di tecniche non distruttive o parzialmente invasive per valutare le caratteristiche meccaniche del materiale o individuare zone degradate al di sotto della superficie.

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

Limitatamente al caso di verifiche in condizioni non sismiche di singoli componenti (ad esempio solai sui quali siano state condotte indagini particolarmente accurate) oppure di verifiche sismiche nei riguardi dei meccanismi locali, è possibile adottare livelli di conoscenza differenziati rispetto a quelli impiegati nelle verifiche sismiche globali.

Di seguito, con riferimento alle specifiche contenute al § 8.5 delle NTC, è riportata una guida alla stima dei *Fattori di Confidenza* (**FC**), definiti con riferimento ai tre *Livelli di Conoscenza* (**LC**)crescenti, secondo quanto segue.

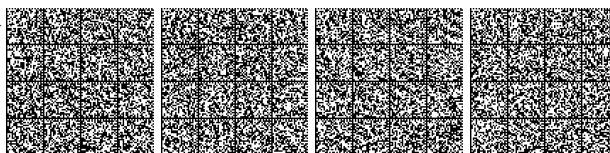
LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e ***indagini limitate*** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, ***prove limitate*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC2** solo a causa di una non estesa conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato , con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e ***indagini estese*** sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, ***prove estese*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è **LC3** solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione);

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato , come descritta al § C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e ***indagini esaustive*** sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2,***prove esaustive*** sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1** (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di **FC** è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite).

Per raggiungere il livello di conoscenza **LC3**, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera. In questo caso i fattori di confidenza si assumono unitari.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

C8.5.4.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nel caso in cui la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie presenti nelle Tabelle C8.5.I e C8.5.II, i valori medi dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: -Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: - Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: -I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito. Considerato il generico parametro X, una stima dei parametri μ' e σ' della distribuzione a-priori può essere dedotta dai valori minimo e massimo in tabella, con le formule seguenti:

$$\mu' = \frac{1}{2}\left(X_{min} + X_{max}\right) \qquad [C8.5.4.1]$$

$$\sigma' = \frac{1}{2}\left(X_{max} - X_{min}\right) \qquad [C8.5.4.2]$$

Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue:

$$\mu'' = \frac{n\bar{X} + \kappa\mu'}{n+\kappa} \qquad [C8.5.4.3]$$

dove $\bar{X}$ è la media delle n prove dirette e κ è un coefficiente che tiene conto del rapporto tra la dispersione (varianza) della stima effettuata attraverso le prove (combinazione tra incertezza della misurazione sperimentale e dispersione dei parametri meccanici nell'ambito dell'edificio che si sta analizzando) e la varianza σ'^2 della distribuzione a-priori.

Nel determinare la stima aggiornata del valore medio del parametro meccanico, il coefficiente κ rappresenta il peso relativo della distribuzione a-priori (associata ai parametri della tabella C.8.5.I) rispetto alle prove sperimentali[3].

Qualora la media delle n prove dirette $\bar{X}$ sia significativamente diversa dal valore μ' adottato per la distribuzione a-priori, e quindi la differenza tra μ' e μ'' risulti rilevante, l'accettabilità del risultato ottenuto applicando l'equazione C8..5.4.3 deve essere adeguatamente motivata.

Tabella C.8.5.III –*Valori del coefficiente* κ*suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.*

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	τ_0 - f_{v0}	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurarne direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

(**) Nel caso di muratura in blocchi di pietra squadrati o artificiali pieni o semipieni si ipotizza che, con prove a compressione diretta sugli elementi e sulla malta (i costituenti), si possa stimare la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k tramite i metodi descritti al § 11.10.3.1.2 delle Norme. Nota: f_k, la resistenza a compressione media f della muratura potrà essere quindi stimata come $f = 1,25\ f_k$.

[3] Dalla formula emerge che, al crescere del numero di prove, il peso attribuito alla misura sperimentale aumenta, in quanto anche in presenza di una significativa dispersione del parametro nell'edificio la stima del suo valore medio risulta più attendibile. Nella scelta del coefficiente κ è opportuno considerare che l'incertezza legata al metodo di misura sperimentale non si riduce aumentando il numero di prove. Inoltre, l'attendibilità dei diversi metodi di prova cambia in relazione alle diverse tipologie murarie. In assenza di valutazioni specifiche da parte del progettista, la Tabella C.8.5.III suggerisce valori del coefficiente κper i più diffusi metodi di indagine diretta in sito. Particolare cautela dovrà essere utilizzata nel caso di prove in laboratorio su campioni di muratura estratti in situ, a causa delle difficoltà nell'estrarre, movimentare e trasportare i provini senza arrecare loro danni.

C8.5.4.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%). Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi.

Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato. In assenza di valutazioni specifiche, ci si può riferire alla Tabella C8.5.IV.

Tabella C8.5.IV – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e ***indagini limitate*** in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e ***prove limitate*** in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini estese*** in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con ***prove limitate*** in situ; in alternativa da ***prove estese*** in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini esaustive*** in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con ***prove estese*** in situ; in alternativa da ***prove esaustive*** in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

La quantità e il tipo di informazioni richieste per conseguire uno dei tre livelli di conoscenza previsti, sono, a titolo esclusivamente orientativo, ulteriormente precisati nel seguito.

LC1: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, poiché non si dispone dei disegni costruttivi i dettagli costruttivi siano stati ricavati sulla base di un progetto simulato (con riferimento al § C8.5.2) e con ***indagini limitate*** in-situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (i dati raccolti devono essere tali da consentire verifiche locali di resistenza), poiché non si dispone di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (provenienti dai disegni costruttivi o dai certificati di prova) si siano adottati i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da ***prove limitate*** in-situ sugli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35**. La valutazione della sicurezza è, in genere, eseguita mediante analisi lineare, statica o dinamica; le informazioni raccolte devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC2: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da ***indagini limitate*** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una ***indagine estesa*** in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da ***prove limitate*** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono ***prove estese*** in situ), o con ***prove estese*** in situ(con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

LC3:si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da ***indagini limitate*** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una ***indagine esaustiva*** in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche

dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da ***prove limitate*** in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono ***prove esaustive*** in situ), o con ***prove esaustive*** in situ(con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1**. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.

Le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per gli **FC** indicati nella Tabella C8.5.IV.

Gli **FC** possono essere valutati anche in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di comprovata validità.

A titolo esclusivamente orientativo, nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI si lega il livello (limitato, esteso, esaustivo) delle indagini alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Rimane inteso che il piano delle indagini deve essere opportunamente calibrato in funzione dell'analisi preliminare (v. § C8.5.2.2 e C8.5.3.2) e quindi, in relazione al livello di conoscenza da raggiungere, orientato agli approfondimenti necessari nelle zone della costruzione ove risulti opportuno, sia in relazione all'impegno statico delle diverse membrature e al loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura, sia in relazione al grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari e al loro accordo con quanto previsto dai documenti originari.

Tabella C8.5.V – *Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.*

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi)[(a)]	Prove (sui materiali)[(b)(c)(d)]
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
limitato	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
esteso	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
esaustivo	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella C8.5.VI – *Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio*

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti)[(a)]	Prove (sui materiali) [(b)(c)(d)]
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro…)	
limitato	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
esteso	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
esaustivo	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLE TABELLE C8.5.V E C8.5.VI

Le percentuali di elementi da indagare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nelle Tabelle C8.5.V e C8.5.VI hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per acquisire il livello di conoscenza desiderato è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali, con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con almeno il triplo di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera, tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

C8.5.4.3 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni di legno, fermo restando quanto indicato nel § 8.5 delle NTC, stante la possibile variabilità del materiale soprattutto nel costruito storico, è opportuno estendere, ove possibile ed in relazione ai livelli di conoscenza che si intende raggiungere, l'indagine ai singoli elementi, soprattutto per valutare il degrado biotico e abiotico. E' inoltre opportuno verificare le condizioni delle estremità delle membrature (o di struttura lignea), in particolare quando a contatto con altro materiale.

C8.5.5 AZIONI

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel § 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC (v. anche § C8.3).

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al § 2.5.3 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica sono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

C8.5.5.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Per la verifica di edifici con analisi lineare e impiego del fattore q, si possono utilizzare per quest'ultimo i seguenti valori:

- $q = 2{,}0\ \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1{,}75\ \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura >15% (elementi semipieni, forati…).

in cui α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, non può essere assunto un rapporto α_u/α_1 superiore a 1,5.

Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.1 delle NTC.

C8.5.5.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O ACCIAIO

Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli sopra indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

C8.6 MATERIALI

In aggiunta a quanto indicato al § 8.5.3 riguardo ai materiali degli edifici esistenti, il § 8.6 delle NTC fornisce indicazioni sui materiali da utilizzare per gli interventi sulle costruzioni esistenti.

I casi di incompatibilità più frequentemente riscontrati in merito all'associazione di materiali diversi sono legati alla differente rigidezza di questi, al loro diverso comportamento termico, ai fenomeni di ritiro differenziali e alle reazioni chimiche tra di essi.

Le differenze di rigidezza possono essere messe in conto attraverso i moduli di elasticità, peraltro affetti da incertezze nella valutazione. Inoltre il comportamento reologico dei materiali rende ardue queste quantificazioni, in particolare nel caso della muratura, la cui composizione è estremamente variabile.

Si ricorda che i valori dei moduli di elasticità riportati nella Tabella C.8.5.I sono riferiti a sollecitazioni a tempi brevi; sotto carichi permanenti le caratteristiche meccaniche delle murature possono subire notevoli variazioni in relazione all'intensità e al tempo di permanenza del carico, con conseguenze rilevanti in termini di deformazioni e sollecitazioni nei materiali.

Differenze di comportamento termico tra materiali in contatto possono determinare situazioni patologiche dovute a incrementi delle sollecitazioni. A questo proposito, l'accoppiamento tra murature e materiali metallici, ma anche tra murature e elementi di c.a. o di legno, deve essere valutato con particolare attenzione per evitare lesioni e disarticolazioni della compagine a causa delle variazioni termiche e/o igrometriche.

Anche i fenomeni di ritiro dei materiali introdotti nel consolidamento, in particolare il calcestruzzo e il legno, possono compromettere l'efficacia del rinforzo in maniera non prevedibile e determinare nelle strutture situazioni patologiche legate agli stati di coazione.

Infine vanno adeguatamente considerate le eventuali incompatibilità chimiche.

E' pertanto necessaria, particolarmente nel caso delle iniezioni, la determinazione della composizione chimica dei materiali esistenti e la verifica della loro compatibilità con i materiali di apporto.

Per quanto riguarda gli interventi sulle strutture lignee, gli accoppiamenti con lastre metalliche estese vanno valutati con attenzione perché, in presenza di fenomeni di condensa, possono determinare situazioni termo-igrometriche favorevoli al degrado del legno.

C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI

Il § 8.7 contiene indicazioni sia sulle modalità di verifica che sulle caratteristiche dei principali interventi da applicare agli edifici

esistenti, in funzione delle specifiche tipologie costruttive, per migliorarne il comportamento strutturale e aumentarne la sicurezza. Tali indicazioni sono anche utili per la valutazione della sicurezza degli edifici nello stato di fatto.

Con riferimento a quanto espresso nel § C8.3 si precisa che, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sismiche sopportabili dalla struttura, nella combinazione di carico sismica si considerano i carichi permanenti effettivi e quelli variabili previsti dalle NTC.

Per le costruzioni esistenti a struttura prevalentemente lignea, per le quali non sono date indicazioni specifiche, si rimanda al §4.4 delle NTC.

C8.7.1 COSTRUZIONI DI MURATURA

Nei paragrafi che seguono, che non hanno paragrafi corrispondenti nelle NTC, si forniscono indicazioni su una possibile procedura con cui effettuare le analisi per la valutazione della sicurezza degli edifici in muratura ed i relativi modelli proposti la cui attendibilità nella simulazione della risposta sismica dello specifico edificio deve essere valutata dal progettista.

Modelli alternativi sono sempre possibili, ovviamente nel rispetto di quanto indicato nelle NTC; essi diventano, peraltro, necessari quando le specificità del manufatto oggetto di verifica rendessero inapplicabili gli strumenti nel seguito proposti.

Per gli edifici in muratura, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti γ_M definiti in Tab. 4.5.II in § 4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando γ_M= 2.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC.

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete. In questo ambito è opportuno riconoscere e analizzare, per quanto possibile, tutte le criticità locali (anche quelle difficilmente quantificabili) che possano determinare situazioni di fragilità e rotture rovinose in occasione di scuotimenti.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidezza dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

- solai modellabili come infinitamente rigidi;
- solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche);
- solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle pareti d'ambito è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidezza e alla posizione in pianta delle varie pareti.

Nel caso di solai di rigidezza trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.

Nella situazione intermedia tra questi due casi limite, ovvero in presenza di solai con rigidezza finita, la risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili; in questo caso, i solai contribuiscono a prevenire il collasso prematuro delle pareti più deboli e le connessioni tra solai e pareti risultano, in genere, meno sollecitate rispetto al caso di solai infinitamente rigidi.

In via approssimata e in alternativa alla modellazione esplicita dei diaframmi, sulla base di opportune considerazioni è possibile riferirsi ai casi limite di analisi con solai infinitamente rigidi e analisi per singole pareti.

Nei casi di edifici articolati (in particolare con porzioni realizzate in epoche successive) e in tutti i casi nei quali mancano adeguate connessioni tra solai e pareti, la ridistribuzione delle azioni sismiche è soggetta ad incertezze; al riguardo le coperture lignee a falde devono essere considerate con particolare attenzione a causa delle loro difficoltà di connessione con le murature.

Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidezza trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali.

Rientrano in queste situazioni, ad esempio, le grandi chiese o gli edifici estesi di geometria complessa, privi di efficaci e diffusi sistemi di collegamento tra le diverse porzioni, caratterizzati da numerosi modi di vibrazione locali.

Nella valutazione della sicurezza sismica di un edificio è anche necessario considerare il comportamento di elementi quali i

cornicioni, i comignoli, i muri divisori e di altri elementi non pensati per avere funzioni strutturali; queste verifiche hanno carattere locale e, in genere, non sono ricomprese nei modelli per l'analisi globale.

Le NTC pongono in evidenza anche la presenza frequente di fabbricati in aggregato, per i quali non è generalmente possibile effettuare un'analisi globale estesa a tutti gli immobili contigui; in tali casi essa può essere limitata ad una porzione più o meno estesa dell'aggregato.

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- assenza di connessioni, soprattutto in sommità, tra le diverse pareti di muratura;
- assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali;
- assenza di connessioni trasversali tra i paramenti murari di una parete;
- muratura comunque poco coesa e facilmente disgregabile;
- presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti;
- presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte (in particolare ai piani alti dell'edificio);
- coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti;
- presenza di pareti eccessivamente snelle;
- presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive);
- presenza di fenomeni di degrado nei materiali.
- presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche ecc.);
- presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.

C8.7.1.1 VERIFICA DELLE PARETI MURARIE ALLE AZIONI NON SISMICHE

Per la verifica delle pareti murarie nei riguardi delle azioni non sismiche è possibile fare riferimento alle indicazioni per la progettazione delle nuove strutture di muratura del § 4.5.6 delle NTC, ovviamente nei casi in cui queste siano compatibili con le specifiche caratteristiche costruttive dell'edificio in esame; le limitazioni geometriche e costruttive indicate per le nuove costruzioni non sono da considerarsi vincolanti per una struttura esistente. Procedimenti alternativi di analisi e verifica sono quindi possibili, purché si faccia riferimento a formulazioni di comprovata validità.

C8.7.1.2 MECCANISMI LOCALI - METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria (anche in termini di ingranamento nello spessore), degli ammorsamenti tra le pareti e delle connessioni tra le pareti e gli orizzontamenti, la presenza di catene o altri elementi atti ad assorbire spinte (speroni e contrafforti) e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione o agli edifici adiacenti.

Le forme ricorrenti con cui i meccanismi locali si manifestano, identificate e classificate per le diverse tipologie di edifici in base alle esperienze maturate nel passato, sono riportate su linee guida e pubblicazioni scientifiche e costituiscono un utile riferimento per definire le modalità di collasso.

La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, illustrata ai punti seguenti, utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al § 7.8.1.6 delle NTC. In particolare occorre eseguire la verifica dei meccanismi locali di pressoflessione fuori dal piano individuando accuratamente gli elementi ritenuti vulnerabili per posizione e snellezza.

C8.7.1.2.1 Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

In generale, ogni meccanismo locale di corpo rigido può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili, tra loro collegati attraverso vincoli interni (sconnessioni, quali ad esempio cerniere o bielle, che lasciano liberi uno o più gradi di libertà relativi) ed elementi di connessione (rigidi o elastici, lisci o attritivi), che simulano l'eventuale presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari; sono inoltre presenti vincoli esterni che simulano il collegamento della porzione interessata dal meccanismo con il resto della costruzione.

Per le verifiche che seguono, l'insieme di tali vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica a un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo. La rappresentazione della struttura come catena cinematica di corpi rigidi è attendibile solo se la parete non è vulnerabile nei riguardi di fenomeni di disgregazione.

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questo tipo di meccanismi locali sono le seguenti:

- resistenza della muratura a trazione, nulla;
- scorrimento tra i blocchi, assente;
- resistenza a compressione della muratura, infinita.

Tuttavia, per una simulazione più realistica (anche se in forma approssimata) del comportamento, è possibile considerare:

a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;

b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;

c) la presenza di catene metalliche e di collegamenti alle strutture orizzontali;

d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;

e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

In generale occorre considerare i meccanismi locali significativi, verificando ciascuno di essi con analisi che vanno dalla statica, lineare o non lineare, alla dinamica non lineare.

Nel caso di analisi statica, l'azione sismica è espressa da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal moltiplicatore α, pari al rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti. La verifica può essere eseguita in termini di accelerazione (***approccio cinematico lineare***) o di spostamento (***approccio cinematico non lineare***).

In particolare, la verifica attraverso i metodi dell'analisi limite con approccio cinematico si articola nei seguenti passi:

- individuazione del meccanismo di dissesto;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- determinazione della curva α-d_C (essendo d_C lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà;
- esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

L'***approccio cinematico lineare*** si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento q.

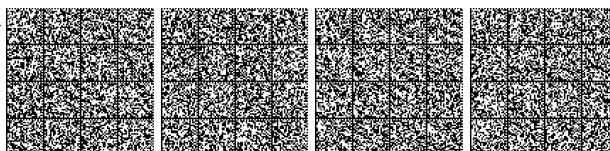
L'***approccio cinematico non lineare*** richiede la determinazione dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento esprime il valore del moltiplicatore α in funzione dello spostamento d_C di un punto di riferimento del sistema, e deve essere tracciata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali (α=0).

Essa può essere trasformata, come di seguito descritto (v. § C8.7.1.2.4), nella curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, sulla quale può essere individuata la capacità di spostamento ultimo del meccanismo; la verifica consiste nel confronto tra lo spostamento richiesto dall'azione sismica e quello corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, l'azione sismica è descritta in forma di accelerogrammi, opportunamente selezionati in base alle caratteristiche sismologiche del sito in esame e allo stato limite considerato, come indicato nelle NTC e meglio precisato nel seguito della presente Circolare; tali accelerogrammi debbono essere in numero sufficiente ad individuare una risposta media significativa, stante la sensibilità alle caratteristiche del singolo accelerogramma mostrata dalla risposta dinamica di meccanismi di parete soggetti ad azioni fuori dal loro piano medio.

C8.7.1.2.1.1 Analisi con approccio cinematico lineare

L' analisi con approccio cinematico lineare (o cinematica lineare) richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo α_0 e può essere utilizzata per eseguire sia la verifica allo Stato Limite di Danno (attivazione del meccanismo locale) sia quella allo SLV, in quest'ultimo caso attraverso il metodo semplificato del fattore di comportamento q, .

A titolo indicativo, è necessario individuare preliminarmente l'entità ed il punto di applicazione dei pesi propri e di quelli portati da ciascun blocco o elemento della catena cinematica, l'entità delle forze esterne applicate e attritive, nonché di quelle interne agenti negli elementi elastici. L'azione sismica può essere rappresentata da un sistema di forze orizzontali, proporzionali ai pesi attraverso un coefficiente α. Nel calcolo dell'azione sismica è opportuno che siano considerate anche le forze orizzontali indotte dalle eventuali masse che non gravano direttamente sui blocchi, ma la cui azione sismica inerziale andrebbe ad agire sui blocchi del meccanismo (ad esempio, un solaio o una copertura gravano sull'elemento della catena cinematica solo parzialmente ma, se non trattenuti all'altra estremità, possono esercitare un'azione sismica orizzontale proporzionale all'intera massa).

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 che attiva il cinematismo, attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{N} (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}} \qquad [C8.7.1.1]$$

dove:

- N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al *k*-esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul *k*-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attritive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta_{Py,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P_k, agenti sul *k*-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- $\delta_{F,k}$ è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k, proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta_{PQx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(P_k+Q_k)$ agenti sul *k*-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- L_i è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il moltiplicatore α_0 che si ottiene dall'equazione [C8.7.1.1] rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).

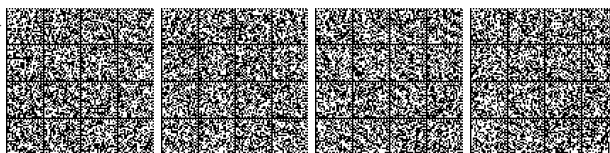
Quest'ultimo può essere stimato come il più basso dei moltiplicatori α_0 ottenuti per i meccanismi selezionati come possibili tra quelli ricorrenti per configurazioni analoghe, in quanto caratterizzati da condizioni statiche e cinematiche realistiche; in tal senso, la forma geometrica delle porzioni di muratura coinvolte nella catena cinematica (e la posizione delle cerniere) dovrebbe derivare, nell'ambito di ciascuna classe di meccanismo, da un processo di minimizzazione, facendo riferimento anche a modelli attritivi a blocchi rigidi (identificazione del meccanismo corretto).

Un caso particolarmente significativo è quello di una parete che, pur essendo collegata alle pareti di spina ortogonali attraverso un ammorsamento murario parzialmente efficace, ribalta fuori dal proprio piano medio (ribaltamento semplice). A meno che non sia già in atto un distacco evidente dalle pareti ortogonali o che queste non siano totalmente prive di ammorsamento, tale meccanismo può considerare il contributo stabilizzante esercitato dalle pareti ortogonali attraverso resistenze attritive. La risultante della forza attritiva che può svilupparsi lungo l'altezza h dell'ammorsamento con una parete ortogonale (lesione verticale a pettine, ipotizzando caratteristiche di ammorsamento pressoché uniformi) può essere ricavata in modo approssimato dalla seguente espressione:

$$F = 0.4\, n\, (n+1) \Phi \mu l^2 t_s W \qquad [C8.7.1.2]$$

dove:

- n è il numero dei filari interessati dalla lesione verticale ($n=h/h_b$, dove h_b è l'altezza media degli elementi costituenti la muratura);
- l è la lunghezza del singolo giunto attritivo, sovrapposizione tra i blocchi di due corsi successivi;
- ϕ è il coefficiente di ammorsamento, così definito $\phi = h_b/l$; tale parametro è analogamente definito per il criterio di resistenza a taglio per fessurazione diagonale, con rottura "a scaletta" nei giunti di malta, nell'equazione [C8.7.1.17];
- μ è il coefficiente d'attrito; un valore di riferimento è 0,577, identico a quello indicato per l'equazione [C8.7.1.17];
- t_S è lo spessore della parete trasversale (opportunamente ridotto nel caso di muratura a tre paramenti);
- w è il peso specifico della muratura (valori sono suggeriti nella Tabella C8.5.I).

Il punto di applicazione di questa resistenza può essere assunto a quota 1/3h; si ricorda che l'altezza h (ovvero la estensione della cerniera) dovrebbe essere identificata attraverso un processo di minimizzazione del moltiplicatore α_0.

Queste resistenze attritive si sviluppano anche nel caso in cui la lesione non sia “a pettine” (verticale) ma presenti un andamento inclinato. Tuttavia la [C8.7.1.2] può essere considerata valida solo nel caso di lesione verticale, perché nel caso di lesione inclinata le rotazioni e i distacchi tendono ad essere prevalenti sugli scorrimenti. Nel caso limite di lesione secondo la “scaletta” naturale (definita dal parametro ϕ) in genere si ha solo distacco per rotazione e il contributo attritivo si annulla; la [C8.7.1.2] è stata formulata assumendo un coefficiente riduttivo pari a 0,8, per considerare che, anche nel caso di lesione verticale, non si ha uno scorrimento puro.

Si fa inoltre presente che la [C8.7.1.2] non considera il contributo di eventuali carichi applicati in sommità ai muri ortogonali a quello in esame, quali parapetti o solai e coperture, i quali incrementano lo stato di sollecitazione verticale sulle superfici di ammorsamento (ciò avviene in misura ridotta anche nel caso di lesione verticale “a pettine”, a seguito della diffusione delle tensioni nella muratura). L'entità di questa resistenza aggiuntiva può essere stimata e il suo punto di applicazione, in genere, può essere assunto a quota 1/2*h.*

C8.7.1.2.1.2 Analisi con approccio cinematico non lineare

L'analisi con approccio cinematico non lineare (o cinematica non lineare) richiede la valutazione del moltiplicatore α non solo per la configurazione iniziale della catena cinematica ma anche per configurazioni variate, rappresentative dell'evoluzione del cinematismo e descritte dallo spostamento orizzontale d_C di un punto C di controllo del sistema, scelto a piacere. In generale il moltiplicatore α si riduce progressivamente, fino ad annullarsi in corrispondenza dello spostamento d_{C0}.

La curva α–d_C, ottenuta attraverso l'analisi cinematica non lineare, rappresenta (a meno dell'accelerazione di gravità g) la curva forza reattiva-spostamento, o curva di spinta, del meccanismo locale. Per la sua determinazione è necessario considerare se, con l'evolversi del cinematismo, le forze interne ed esterne si modificano o si mantengono costanti.

C8.7.1.2.1.3 Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente

Al fine di valutare la domanda sismica di spostamento, è necessario determinare la “curva di capacità” del meccanismo locale, ovvero ricondursi alla risposta (a meno dell'accelerazione di gravità g) di un oscillatore equivalente non lineare a un grado di libertà descritta in termini accelerazione-spostamento come α(*d*):

$$a = \frac{\alpha(d_C)g}{e^*FC} \qquad \text{[C8.7.1.3]}$$

$$d = d_C \frac{\sum_{k=1}^{N}(P_k+Q_k)\delta_{PQx,K}^2}{\delta_{Cx}\sum_{k=1}^{N}(P_k+Q_k)\delta_{PQx,K}} \qquad \text{[C8.7.1.4]}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- FC è il Fattore di Confidenza, che in questo caso si applica direttamente alla capacità in termini di resistenza (nel caso in cui, per la valutazione del moltiplicatore α, non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza **LC1**;
- δ_{Cx} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo valutato, così come gli spostamenti virtuali $\delta_{PQx,k}$, a partire dalla configurazione indeformata iniziale;
- e^* è la frazione di massa partecipante che, in prima approssimazione, può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale.

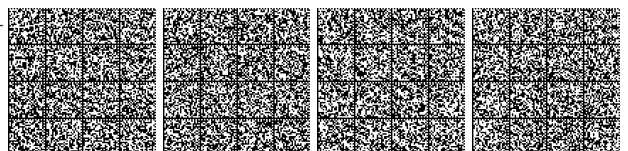
$$e^* = \frac{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k+Q_k)\delta_{PQx,k}\right]^2}{\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k+Q_k)\right]\left[\sum_{k=1}^{N}(P_k+Q_k)\delta_{PQx,k}^2\right]} \qquad \text{[C8.7.1.5]}$$

La curva di capacità così ottenuta presuppone che il comportamento del meccanismo, prima della sua attivazione, sia infinitamente rigido; questa assunzione è ammissibile nel caso di meccanismi fuori dal piano di pareti murarie inizialmente vincolate con continuità alle pareti trasversali, in quanto le prime, precedentemente all'attivazione del meccanismo stesso, non sono caratterizzate da un comportamento dinamico autonomo.

Nel caso invece di elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare che la loro risposta, prima che si verifichino le condizioni di attivazione del cinematismo, è dinamica elastica, anche se spesso caratterizzata da un basso periodo di vibrazione; è quindi necessario introdurre un ramo elastico iniziale nella curva di capacità, legando l'accelerazione $\boldsymbol{a}$ allo spostamento $\boldsymbol{d}$ mediante il periodo $\boldsymbol{T_0}$ attraverso la equazione [C8.7.1.6].

$$a = \frac{4\,\pi^2}{T_0^2}d \qquad \text{[C8.7.1.6]}$$

Il periodo T_0, a sua volta, può essere stimato, a partire dalla soluzione della trave con massa distribuita, con la formula:

$$T_0 = k\lambda L\sqrt{\frac{W}{Eg}} \qquad \text{[C8.7.1.7]}$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- κ è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti (mensola) e 2,2 per meccanismi flessionali verticali (trave appoggiata);
- L è la lunghezza dell'elemento;
- λ è la snellezza dell'elemento (rapporto tra la lunghezza L e lo spessore t);
- W è il peso specifico della muratura;
- E è il modulo elastico della muratura (valori sono suggeriti nella Tabella C8.5.I); si suggerisce di introdurre un valore ridotto per considerare condizioni fessurate.

Questo tratto lineare definisce il primo ramo della curva di capacità fino all'intersezione (a_y, d_y) con la curva di capacità del meccanismo locale in coordinate spettrali, come ottenuta dalla curva di spinta risultante dall'analisi cinematica non lineare mediante la trasformazione di variabili (C8.7.1.4) e (C8.7.1.5).

C8.7.1.2.1.4 Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali

Per la verifica dei meccanismi locali occorre valutare correttamente gli effetti di interazione dinamica con la costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali). Per la determinazione degli spettri di risposta alle diverse quote della costruzione, si può fare riferimento al § C7.2.3 e, in particolare, alle equazioni [C.7.2.5÷10].

In particolare, per tener conto delle non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente ξ_k e l'incremento del periodo equivalente T_k, da introdurre nelle equazioni suddette.

È quindi opportuno valutare lo spettro alla quota z con parametri compatibili con il livello di duttilità richiesto, alla struttura principale, dall'azione corrispondente alla formazione del meccanismo locale ricordando che, nella risposta globale allo stato limite ultimo, gli edifici in muratura presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% e raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20%.

Infine, si segnala che, nel caso di meccanismi locali che coinvolgano significative porzioni di muratura (ad esempio porzioni svettanti di facciate), la verifica per sottostrutture non è pienamente legittima, in quanto sarebbe necessario considerare l'interazione dinamica tra struttura principale e secondaria. Tale interazione comporta una riduzione della domanda in accelerazione sulla struttura secondaria, che può essere eventualmente stimata attraverso un opportuno coefficiente funzione del rapporto tra la massa di quest'ultima e quella della struttura principale; la formulazione proposta fornisce comunque una stima cautelativa della massima amplificazione spettrale.

C8.7.1.2.1.5 Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale

Nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Tuttavia, nel caso di elementi murari non efficacemente connessi al resto della costruzione per l'assenza di catene, di ammorsamento con i muri ortogonali, di collegamenti con i diaframmi orizzontali, la vulnerabilità nei confronti di questo stato limite può risultare elevata, come è stato osservato frequentemente a seguito dei passati terremoti.

Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo, questo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota z (a_Z) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione a_0 corrispondente al moltiplicatore di attivazione α_0:

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e*FC} \qquad [C8.7.1.8]$$

Nel caso invece di meccanismi locali relativi ad elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare la domanda in accelerazione (alla quota z) corrispondente al periodo caratteristico iniziale T_0 del meccanismo (per uno smorzamento ξ=5%, a meno di più accurate valutazioni da adottare in funzione della geometria e delle condizioni di vincolo) e confrontarla con la capacità a_y (che può in genere essere approssimata da α_0):

$$S_{eZ,SLD}(T_0) = \frac{a_y}{FC} \cong \frac{\alpha_0 g}{e*FC} \qquad [C8.7.1.9]$$

Per la verifica è, in entrambi i casi, necessario valutare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLD}$, rispettivamente attraverso la [C7.2.11] o la [C7.2.5], e confrontarla con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite di danno per la struttura oggetto di verifica.

C8.7.1.2.1.6 Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)

La verifica a stato limite ultimo può essere eseguita con riferimento ad uno dei due stati limite (**SLV** o **SLC**) individuati sulla curva di capacità attraverso opportune soglie dello spostamento spettrale d.

SLV: lo spostamento d_{SLV} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verifichino rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti, che, pur non comportando problemi di equilibrio, producano una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo; ovviamente non devono verificarsi le condizioni di seguito indicate per lo **SLC** (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte).

SLC: lo spostamento d_{SLC} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 60% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte), nei casi in cui questo sia valutabile.

Per la verifica si utilizzano, in genere, metodi di analisi non lineare, statica o dinamica; la verifica allo **SLV** può essere eseguita anche adottando un metodo lineare, considerando solo il moltiplicatore di attivazione del meccanismo e utilizzando un fattore di comportamento q.

Le procedure descritte nel seguito sono state calibrate per meccanismi nei quali gli spostamenti dei punti di tutti i corpi rigidi coinvolti si mantengano paralleli ad uno stesso piano; condizioni di vincolo più complesse, che comportino ad esempio l'attivazione di cerniere torsionali, possono non esser adeguatamente rappresentante dalle equazioni che seguono.

C8.7.1.2.1.7 Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (analisi cinematica lineare)

Questo metodo di verifica può essere utilizzato quando non viene calcolata la curva di capacità $a(d)$, ma solo il moltiplicatore α_0 che attiva il meccanismo. Tale semplificazione può essere conveniente, in particolare, per meccanismi complessi, identificati tenendo conto anche del contributo dell'attrito e dell'interazione con altri elementi della costruzione, per i quali l'esecuzione di un'analisi cinematica non lineare risulterebbe problematica.

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLD ($a_{g,SLD}$), attraverso le equazioni [C8.7.1.8] e [C7.2.8], nel caso di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale, o le equazioni [C8.7.1.9] e [C7.2.5], nel caso di elementi liberi di vibrare.

In assenza di valutazioni più accurate, che tengano conto del tipo di meccanismo e dello spessore delle pareti, si può assumere q = 2.

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al §3.2 delle NTC.

C8.7.1.2.1.8 Verifica in spostamento allo SLV e allo SLC (analisi cinematica non lineare)

La verifica in spostamento si esegue calcolando l'accelerazione al suolo che produce una domanda di spostamento sul meccanismo locale pari a quella prima definita come corrispondente al raggiungimento dello **SLV** o dello **SLC**. A tal fine è necessario valutare, a partire dalla curva di capacità a(d), il periodo equivalente caratteristico dei due stati limite:

$$T_{SLV} = 1{,}68\pi\sqrt{\frac{d_{SLV}}{a(d_{SLV})}} \qquad \text{[C8.7.1.10]}$$

$$T_{SLC} = 1{,}56\pi\sqrt{\frac{d_{SLC}}{a(d_{SLC})}} \qquad \text{[C8.7.1.11]}$$

Tali periodi sono opportunamente ridotti rispetto a quelli corrispondenti allo spostamento ultimo assunto, tenendo conto della dispersione dei risultati in prossimità della soglia di instabilità dinamica.

La domanda di spostamento sul meccanismo locale allo **SLV** corrisponde al valore massimo dello spostamento spettrale valutato nell'intervallo di periodi [T_0, T_{SLV}]. Questo criterio deve essere seguito nel caso in cui siano stati selezionati accelerogrammi di sito o sia stata svolta un'analisi di risposta sismica locale (spettro di spostamento non strettamente crescente con il periodo T anche per bassi periodi), in quanto i picchi dello spettro sono spesso associati a impulsi particolarmente pericolosi.

Nel caso in cui il meccanismo locale che si sta verificando sia collocato a livello del suolo e la verifica sia effettuata tramite gli spettri di norma, la domanda di spostamento è quella calcolata attraverso lo spettro di risposta elastico in spostamento $S_{De}(T)$ (§ 3.2.3.2.3 delle NTC) per i valori caratteristici del periodo corrispondenti ai due stati limite.

Per meccanismi ad una quota z dell'edificio è necessario fare riferimento allo spettro in accelerazione alla quota z (v. formula [C7.2.5]), trasformato in spettro in spostamento sempre alla quota z moltiplicandolo per $T^2/4\pi^2$. Per la verifica a stato limite ultimo dei meccanismi locali, considerato che i periodi di interesse dello spettro sono in genere lunghi, è sufficiente considerare il solo primo modo di vibrazione, o comunque il primo tra quelli caratterizzati da spostamenti significativi nella zona dove si sviluppa il meccanismo locale.

Considerato che la domanda di spostamento deve essere valutata, per quanto sopra detto, su uno spettro di spostamento non decrescente con il periodo T, è possibile riferirsi alle seguenti espressioni per lo SLV:

$$d_{SLV} = S_{eZ}(T_{SLV}, \xi, z)\frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2}\left(\geq S_{eZ}(T_1, \xi, z)\frac{b^2T_1^2}{4\pi^2} \quad per T_{SLV} > bT_1\right) \qquad [C8.7.1.12]$$

Dalla espressione [C8.7.1.12] è possibile calcolare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ (nel caso in cui questa risulti minore di a_{gSLD} calcolata al § C8.7.1.2.1.5, si assume quest'ultima anche per lo SLV). Per la verifica, a_{gSLV} deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al § 3.2 delle NTC.

Un'espressione analoga alla [C8.7.1.12] consente di valutare la domanda di spostamento allo SLC e i corrispondenti valori di $a_{g,SLC}$.

Nel calcolo della domanda di spostamento allo stato limite ultimo è importante considerare l'effetto della dissipazione, sia nel calcolo dello spettro in quota (non linearità della struttura principale), sia nella valutazione della domanda di spostamento (non linearità del meccanismo locale). In assenza di valutazioni più accurate, lo smorzamento viscoso equivalente ξ del meccanismo locale può essere assunto complessivamente pari all'8% per lo SLV e al 10% per lo SLC. È inoltre opportuno che lo smorzamento ξ_1 e il periodo T_1 dell'edificio siano valutati considerando il livello di non linearità raggiunto dalla struttura principale in corrispondenza dei valori $a_{g,SLV}$ e $a_{g,SLC}$.

C8.7.1.2.1.9 Verifica con analisi dinamica non lineare dello SLV e SLC

La verifica con analisi dinamica non lineare può essere effettuata facendo ricorso ad approcci computazionali avanzati, anche a più gradi di libertà, in grado di simulare il distacco, la formazione del meccanismo locale e la risposta dinamica della struttura muraria, quali ad esempio approcci agli elementi distinti o approcci a macroelementi.

La rappresentazione dell'azione sismica mediante accelerogrammi in linea di principio consente di tenere conto, in modo adeguato, di fattori importanti nella risposta dinamica dei meccanismi locali che si manifestano nelle strutture murarie, quali ad esempio la distanza epicentrale, la sequenza e la durata dei picchi del segnale accelerometrico, fattori questi che possono essere rappresentati solo parzialmente attraverso uno spettro di risposta. Per contro, però, tali fattori è possibile conoscerli con un accettabile grado di dettaglio esclusivamente dopo che si è manifestato l'evento. A tal fine,in fase di analisi, il numero di accelerogrammi rappresentativi da considerare è in genere maggiore che per la verifica con analisi dinamica non lineare delle risposta globale, per tener conto della sensibilità della risposta dei meccanismi locali alle caratteristiche del singolo accelerogramma.In particolare, si consiglia di ricercare combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione delle NTC, utilizzando cataloghi di registrazioni digitali, affidabili nelle componenti a lungo periodo dello spettro di risposta.

Molti meccanismi locali possono essere descritti anche attraverso un sistema dinamico non lineare a un grado di libertà, la cui formulazione richiede la definizione di una relazione forza-spostamento appropriata e la stima della massa associata al meccanismo locale e dei fenomeni di dissipazione che si manifestano nella risposta dinamica.

La formulazione del modello può discendere dalla descrizione della catena cinematica di blocchi rigidi che rappresenta il meccanismo locale e quindi la relativa curva scheletro può coincidere con la curva di capacità definita ai § C8.7.1.2.1.2 e § C8.7.1.2.1.3. Il modello può anche essere arricchito per tenere conto della cedevolezza dei vincoli e dei contatti, della non perfetta monoliticità dei blocchi murari, della deformabilità iniziale e di quant'altro per una migliore rappresentazione dell'effettivo comportamento dinamico del meccanismo locale.

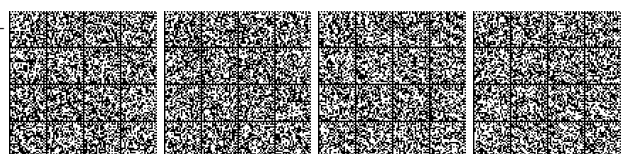
Per quanto attiene ai fenomeni di dissipazione, questi possono essere modellati considerando diversi contributi:

1) un opportuno coefficiente di restituzione atto a rappresentare la perdita dell'energia cinetica dovuta all'urto tra i blocchi, funzione del tipo di meccanismo e della snellezza degli elementi;
2) una dissipazione viscosa equivalente, rappresentativa della risposta elastica iniziale e che può includere anche l'effetto del coefficiente di restituzione (quando non esplicitamente modellato);
3) una dissipazione dovuta a locali plasticizzazioni e a meccanismi attritivi, direttamente modellata attraverso il comportamento isteretico.

La verifica con analisi dinamica non lineare consente anche di rappresentare la risposta di meccanismi non simmetrici, in particolare quelli influenzati da vincoli monolateri, come nel caso dell'oscillazione fuori dal piano di una parete che si può verificare solo verso l'esterno.

In assenza di valutazioni più accurate, gli stati limite ultimi SLV e SLC si intendono rispettati a condizione che la soglia di spostamento d_0 rappresentativa della crisi della struttura non venga superata per alcuna delle analisi dinamiche effettuate e che la media degli spostamenti massimi ottenuti, per i diversi segnali accelerometrici utilizzati, attraverso l'integrazione delle equazioni del moto non ecceda, per ciascuno dei due stati limite, la rispettiva soglia di spostamento d_{SLV} o d_{SLC} così come definita al § C8.7.1.2.1.6.

C8.7.1.3 MECCANISMI GLOBALI METODI DI ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA E CRITERI DI VERIFICA

C8.7.1.3.1 Edifici singoli

L'analisi globale della risposta sismica degli edifici con struttura muraria "singoli" (cioè non facenti parte di un aggregato) può essere effettuata sia mediante l'analisi dei singoli setti murari sottoposti alle azioni di loro competenza (nel proprio piano e fuori dal proprio piano) in base ad una suddivisione per aree di influenza (come già esposto), sia mediante un modello globale in grado di ripartire tra i vari setti le azioni sismiche agenti sull'intero fabbricato. La scelta deve essere effettuata in base alle effettive capacità degli elementi costruttivi presenti di garantire la ripartizione delle azioni orizzontali.

L'analisi e le verifiche devono essere condotte considerando le sollecitazioni e le capacità di tutti gli elementi costruttivi, quali le pareti, i diaframmi di piano, le connessioni tra essi e con gli eventuali presidi di rinforzo (quali ad esempio gli incatenamenti). Nelle scelte di modellazione occorre considerare le incertezze sulle caratteristiche meccaniche delle murature, degli elementi lignei, dei vincoli tra gli elementi strutturali e dei vincoli esterni (ad esempio con edifici in aderenza la cui modellazione esplicita sia omessa). Oltre a ciò, può essere opportuno condurre diverse analisi con modelli alternativi e/o formulare diverse ipotesi nel campo di variabilità dei parametri in gioco.

La verifica della risposta globale di costruzioni esistenti in muratura allo stato limite ultimo può essere eseguita con i metodi dell'analisi lineare o non lineare.

Nell'analisi lineare, per la verifica a **SLV** le sollecitazioni in ciascun elemento sono valutate con un'azione sismica ridotta dal fattore di comportamento q; tali sollecitazioni, eventualmente ridistribuite secondo quanto indicato al § 7.8.1.5.2 delle NTC, devono essere verificate con i criteri di resistenza indicati nel seguito.

Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica è effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità. Eventuali meccanismi di rottura ritenuti significativi, ma non esplicitamente considerati nell'analisi (ad esempio quelli relativi ad alcuni elementi di connessione), devono essere verificati a posteriori.

Nel caso i diaframmi orizzontali siano di rigidezza trascurabile, ovvero non in grado di garantire una significativa ripartizione delle azioni sismiche tra le diverse pareti murarie, l'analisi globale della risposta sismica può essere effettuata analizzando i singoli setti murari, sottoposti alle azioni di loro competenza in base a una suddivisione per aree di influenza.

Nel caso invece di diaframmi dotati di rigidezza non trascurabile, l'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3, con le precisazioni e le restrizioni indicate al § 7.8.1.5, delle NTC. In particolare è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare assegnando, come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione, sia del Gruppo 1, sia del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo. Nel caso di diaframmi di rigidezza finita, non potendosi definire lo spostamento del centro di massa dell'ultimo livello (v. § 7.3.4.2 delle NTC), lo spostamento dc da assumersi per la curva di capacità può essere coerentemente assunto come lo spostamento medio tra quello delle diverse pareti, pesato con le corrispondenti masse sismiche.

Nella modellazione globale eventuali porzioni di muratura in grado di accoppiare la risposta degli elementi verticali possono essere considerate parte del sistema resistente, quando siano verificate entrambe le seguenti condizioni:

- la porzione considerata sia sorretta da un architrave, da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che ne garantisca il sostegno anche nel caso in cui la stessa sia fessurata e danneggiata dal sisma;
- essa sia efficacemente ammorsata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella porzione un meccanismo resistente a puntone diagonale (ad esempio per la presenza di una catena o di un elemento accoppiato resistente a trazione).

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate.

Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

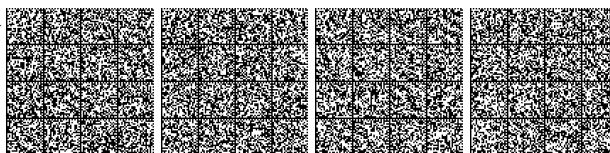
SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a ¾ dello spostamento a SLC

SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

La domanda di spostamento, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel § C.7.3.4.2, valide sia per la risposta in campo non lineare (SLV, con $q^* \leq 3$, e SLC, con $q^* \leq 4$) che in campo lineare equivalente (SLO e SLD).

Nel caso di analisi dinamica non lineare, le domande di spostamento, per ciascuna direzione e verso, sono rappresentate dalla media dei valori massimi ottenuti applicando un numero significativo di storie temporali, compatibili con le condizioni di pericolosità del sito. Ciascuna domanda di spostamento deve essere confrontata con la corrispondente capacità ottenuta da un'analisi statica non lineare. Quest'ultima può essere definita attraverso un confronto tra le curve forza-spostamento cicliche, ottenute dalle analisi dinamiche, e quelle monotone, ottenute dalle analisi statiche con le due distribuzioni di forze come sopra indicato; in assenza di tale valutazione è possibile considerare la capacità di spostamento minore tra quelle fornite dalle due distribuzioni.

C8.7.1.3.1.1 Pareti murarie

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con fattore di comportamento), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (in accordo a quanto indicato al § C8.5); nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

I modelli di capacità degli elementi in muratura sono differenziati in funzione della loro geometria, condizioni al contorno, ruolo strutturale e tipologia muraria. In alcune situazioni è possibile fare riferimento ad elementi maschio (ad asse verticale) ed elementi fascia (ad asse orizzontale), per i quali sono meglio note e più facilmente definibili le capacità in resistenza e in deformazione. Per questi elementi, nel caso di analisi non lineare, è possibile utilizzare un modello bilineare taglio-spostamento, in cui la resistenza è calcolata come la minore tra quelle relative ai diversi possibili meccanismi di rottura e la capacità di spostamento è valutata di conseguenza, attraverso una deformazione angolare limite di elemento.

Nei maschi murari i principali meccanismi di rottura nel piano sono:

- pressoflessione;
- taglio-scorrimento;
- taglio con fessurazione diagonale.

Per la verifica a pressoflessione si rimanda al § 7.8.2.2.1 delle NTC, precisando che lo spostamento ultimo è valutato in base alla rotazione della corda nelle due sezioni di estremità i e j del maschio data dalle formule [C8.7.1.13].

$$\theta_i = \left|\varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h_i}\right| \qquad \theta_j = \left|\varphi_j - \frac{u_0 - u_j}{h_j}\right| \qquad \text{[C8.7.1.13]}$$

dove (assumendo nel piano della parete una terna destrorsa): φ_i e φ_j sono le rotazioni, u_j e u_i sono gli spostamenti orizzontali, u_0 è lo spostamento orizzontale del punto di flesso, h_i *e* h_j sono le luci di taglio (essendo $h = h_i + h_j$ l'altezza dell'elemento). Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda pari a 0,01.

Il criterio di resistenza per la verifica a taglio scorrimento, da valutare nelle sezioni soggette a momento massimo (solitamente le due sezioni di estremità del pannello), è quello indicato al § 7.8.2.2.2 delle NTC, utilizzando i valori di f_{v0} indicati in tabella 8.5.1, con la precisazione che la limitazione $f_{v,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

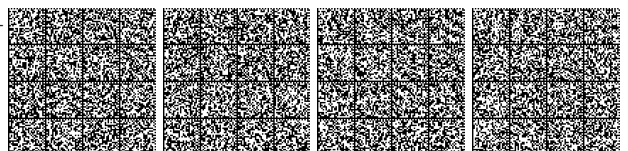
$$f_{V,lim} = \frac{0.065 f_b}{0.7} \qquad \text{[C8.7.1.14]}$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda, calcolata come sopra per la sezione di estremità di verifica, pari a 0.005.

Per le verifiche a taglio con fessurazione diagonale si rinvia ai due meccanismi di rottura definiti nel seguito.

Nelle fasce di piano i possibili meccanismi di rottura nel piano sono:

- pressoflessione;
- taglio con fessurazione diagonale.

Per le valutazioni relative alla pressoflessione nelle fasce, un aspetto critico della modellazione è la valutazione dell'azione assiale, influenzata dall'interazione con i diaframmi orizzontali (in taluni modelli assunti rigidi) e dall'interazione cinematica tra rotazione e deformazione assiale nelle fasce stesse (trascurata nei modelli a trave). Nel caso in cui siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), accoppiati alla fascia, si può fare utile riferimento al § 7.8.2.2.4 delle NTC.

Diversamente dal caso dei maschi, il dominio di resistenza a pressoflessione per le fasce può essere determinato tenendo conto della resistenza a trazione (**f_{ftd}**) che si genera nelle sezioni di estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. I meccanismi di rottura possono coinvolgere la resistenza per trazione dei blocchi **f_{btd}** o avvenire per scorrimento lungo i giunti orizzontali; la resistenza a trazione orizzontale è quindi data dall'espressione:

$$f_{ftd} = min\left(\frac{f_{btd}}{2}; f_{v0d} + \frac{\mu\sigma_y}{\Phi}\right) \qquad [C8.7.1.15]$$

dove **σ_y** è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità; **f_{v0d}** è la resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (che cautelativamente in questo contesto può essere trascurata); μ è il coefficiente d'attrito locale del giunto; ; ϕ è il coefficiente di ingranamento murario, già definito nella equazione [C8.7.1.2].

In assenza di valutazioni più accurate, **σ_y** può essere stimata pari a metà della tensione normale media **σ_0** agente nei maschi adiacenti. Stimata la resistenza a trazione della fascia **f_{ft}**, il dominio di resistenza a pressoflessione *M-N* può essere calcolato ipotizzando la conservazione della sezione piana e un legame tensione-deformazione elastoplastico a compressione ed elasto-fragile a trazione, nel caso di rottura dei blocchi, elastoplastico, eventualmente a duttilità controllata, nel caso di rottura per scorrimento dei giunti. Per la resistenza a compressione occorre valutare quella in direzione orizzontale **f_h**, usualmente inferiore a quella in direzione verticale. Considerato che per le fasce il modello globale non è usualmente in grado di valutare in modo affidabile l'azione assiale orizzontale, la resistenza per pressoflessione può essere calcolata in via cautelativa assumendo *N*=0.

Lo spostamento ultimo a SLC è valutato calcolando la deformazione angolare nelle due sezioni di estremità del pannello secondo la [C8.7.1.13], eventualmente assumendo che il punto di flesso sia a metà dell'elemento; la soglia limite è pari a 0,02, in presenza di elemento orizzontale resistente a trazione accoppiato alla fascia, 0,015 negli altri casi.

Per le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi, sia nelle fasce, si distinguono due famiglie di murature:

- le murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro **τ_0**;
- le murature a tessitura regolare, per le quali la fessurazione può essere "a scaletta", ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta (governata dal parametro di resistenza **f_{v0}**, associato idealmente alla crisi dei giunti), oppure diagonale attraverso gli inerti della muratura (governata dal parametro di resistenza **$f_{v,lim}$**).

La Tabella C8.5.I, fornendo valori di riferimento per **τ_0** e **f_{v0}**, suggerisce quale criterio adottare in funzione della tipologia muraria; per la tipologia "muratura in mattoni pieni e malta di calce" è possibile utilizzare, sulla base delle caratteristiche specifiche rilevate dal progettista, alternativamente uno dei due metodi.

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{f_{td}}} \qquad [C8.7.1.16]$$

dove:

l è la lunghezza del pannello

t è lo spessore del pannello

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= *P*/*lt*, con *P* forza assiale agente, positiva se di compressione)

f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura (f_t = 1,5 τ_0); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come *t*(*l*+*h*)/2, con *t*, *l* e *h* rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.

b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere *b* = *h*/*l*, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a *1*, dove *h* è l'altezza del pannello.

Nel caso dei maschi la soglia limite della deformazione angolare a SLC è pari a 0,005 e, in assenza di più precise formulazioni, la deformazione angolare rappresentativa di un pannello soggetto a taglio per fessurazione diagonale può essere valutata a partire dai valori della rotazione della corda nei due estremi *i* e *j* (v. formula [C8.7.1.13]).

Nel caso delle fasce di piano, la resistenza a taglio può essere valutata con la formula [C8.7.1.16], nella quale la tensione media di compressione σ_0, che può essere usualmente trascurata, è la maggiore tra quella orizzontale, se nota in maniera affidabile dal modello di calcolo, e quella verticale, valutabile a partire dai carichi eventualmente trasmessi dai solai e dalla diffusione delle tensioni verticali nei maschi murari adiacenti.

Raggiunto, allo **SLC**, il valore limite della deformazione angolare sopra indicato per i maschi, la presenza di un architrave efficace consente di mantenere una resistenza a taglio residua anche per valori di deformazione angolare superiori a 0,015.

Qualora nel modello si considerassero anche le resistenze residue, in assenza di formulazioni più accurate, si possono adottare valori della resistenza residua, come frazione di quella massima fornita dalla [C8.7.1.16], pari a:

- architrave in calcestruzzo armato o in profilato d'acciaio, purché appoggiato per una significativa estensione nella muratura: 60%;
- architrave in legno, di buone caratteristiche e ben ammorsato: 40%;
- arco in muratura: 10%.

Il contributo della resistenza residua può eventualmente essere messo in conto attraverso un legame costitutivo multilineare, che simula la riduzione di resistenza in corrispondenza di una deformazione angolare pari a 0,005, o ancora con un modello bilineare ma assegnando alla fascia direttamente una resistenza pari a quella residua e assumendo un valore di deformazione angolare ultimo pari a 0,015.

Nel caso di muratura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione semplificata, indicata per la muratura irregolare che risulterà generalmente più cautelativa, oppure dalla relazione più completa riportata nel seguito:

$$V_t = \frac{l\,t}{b}\left(\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu}\sigma_0\right) = \frac{l\,t}{b}\left(\frac{f_{v0d}}{1+\mu\phi} + \frac{\mu}{1+\mu\phi}\sigma_0\right) \le V_{t,\lim} \qquad [C8.7.1.17]$$

dove: $\tilde{f}_{v0d}$ è la resistenza equivalente a taglio della muratura e $\tilde{\mu}$ è un coefficiente di attrito equivalente, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{v0},e μ, coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento murario ϕ, definito come rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi (tale parametro rappresenta la tangente dell'angolo medio di inclinazione della fessura diagonale "a scaletta" e può essere stimato sulla base del rilievo della tessitura del paramento murario).

In assenza di valutazioni più accurate, il coefficiente di attrito locale μ può essere assunto pari a 0,577 (corrispondente ad un angolo di attrito di 30°); ciò porta a valori del coefficiente di attrito equivalente $\tilde{\mu}$ variabili da circa 0,4 (per murature con buona tessitura) a 0,2 (per murature con blocchi scarsamente ammorsati). Si noti, a titolo di esempio, che questo criterio di resistenza è in grado di distinguere la diversa vulnerabilità, a parità di malta e di mattoni, di un paramento costruito con mattoni disposti "per lungo" o "di lista", in quanto presenta normalmente una diversa inclinazione della fessura a scaletta.

$\boldsymbol{V_{t,lim}}$ è un valore limite che può essere stimato, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{btd}, e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b}\frac{f_{btd}}{2.3}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{f_{btd}}} \qquad [C8.7.1.18]$$

dove f_{btd} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b, come $\boldsymbol{f_{bt} = 0{,}1 f_b}$.

Lo spostamento ultimo a SLC è definito valutando la deformazione angolare rappresentativa come nel caso della rottura a taglio per trazione diagonale e assumendo per le tipologie murarie riportate in Tabella C8.5.I una soglia limite pari a 0,005. Nel caso invece di murature di tipologia moderna, ovvero costituite da blocchi forati, la soglia limite è pari a 0,004.

Nel caso delle fasce di piano valgono le precisazioni riportate per la rottura a taglio per trazione diagonale, relativamente alla valutazione della tensione media di compressione σ_0 e al calcolo della resistenza residua.

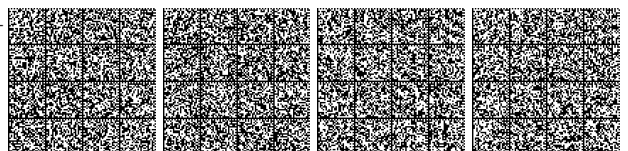
C8.7.1.3.1.2 Solai e coperture

I solai possono essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel loro piano nei casi in cui esistano effettivi elementi strutturali atti a impedirne le deformazioni, così come indicato al § 7.2.6 delle NTC, salvo valutazioni più accurate della reale situazione svolte dal progettista. Le indicazioni del § 7.2.6 costituiscono un utile riferimento comparativo ad altre tipologie al fine di decidere se attribuire al diaframma la condizione di infinita rigidezza nel proprio piano.

Le volte, proprio a causa delle incertezze sulla loro capacità di trasferire le sollecitazioni sismiche alle pareti, non possono essere considerate capaci di svolgere la funzione di diaframma di piano, salvo venga dimostrata e quantificata la loro capacità in tal senso.

C8.7.1.3.2 Edifici in aggregato

Un aggregato edilizio di edifici[4] è il risultato di una genesi articolata e sovente non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, uso di materiali diversi, mutate esigenze, etc.). Nell'analisi di un aggregato edilizio occorre individuare, in via preliminare, le **U**nità **S**trutturali (**US**) che compongono l'aggregato, evidenziando le azioni che su ciascuna di esse possono derivare dalle **U**nità **S**trutturali contigue. Ove necessario, tale analisi preliminare può estendersi all'intero aggregato, al fine di individuare le relazioni tra ciascuna **US** e il resto dell'aggregato, con particolare attenzione al contesto ed ai meccanismi di giustapposizione e di sovrapposizione.

[4]Nell'analisi degli aggregati, al concetto di edificio si preferisce sostituire il concetto di **U**nità **S**trutturale (**US**), chiaramente definito e individuato negli ultimi capoversi del § 8.7.1 delle NTC.

La porzione di aggregato che costituisce l'**US** comprende cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, e considera tutti gli elementi interessati dalla trasmissione a terra dei carichi verticali.

In particolare, il processo di indagine sugli aggregati edilizi si dovrebbe sviluppare, ove significativo in relazione alle verifiche da effettuare e/o agli interventi previsti, attraverso l'individuazione di diversi strati d'informazione:

- i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi;
- i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);
- la disposizione e la gerarchia dei cortili ed il posizionamento delle scale;
- l'allineamento delle pareti (con particolare riferimento alle facciate, al disassamento dei fronti ed ai flessi planimetrici);
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani, al fine di distinguere le cellule originare da quelle realizzate successivamente;
- la forma e la posizione delle aperture nelle pareti: loro assialità, simmetria e ripetizione al fine di individuare il percorso di trasmissione degli sforzi e la sua evoluzione nel tempo;
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, le differenze di quota tra solai contigui.

L'**US** è caratterizzata da comportamento strutturale unitario nei confronti dei carichi orizzontali e verticali per cui, nell'individuarla, si terrà conto della tipologia costruttiva e del permanere di elementi caratterizzanti, anche al fine di definire interventi coerenti con la configurazione strutturale.

L'**US** deve comunque garantire con continuità il trasferimento dei carichi in fondazione e, generalmente, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse.

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti occorre considerare: le azioni (sia verticali che orizzontali) provenienti da solai o da pareti di **US** adiacenti; le spinte di archi e volte appartenenti ad **US** contigue; le spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici; i martellamenti tra **US** adiacenti.

Ove necessario, occorre anche considerare gli effetti di: spinte causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le **US** adiacenti; effetti locali causati da disallineamenti dei prospetti, differenze di altezza o di rigidezza tra **US** adiacenti; azioni di ribaltamento e di traslazione nelle **US** di testata.

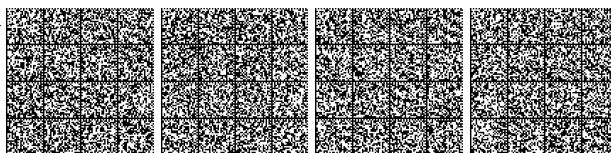
L'analisi di una **US** secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, se effettuata modellando in maniera approssimata (o addirittura trascurando) l'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti, assume un significato largamente convenzionale, per cui la determinazione della capacità sismica globale dell'**US** può essere eseguita attraverso metodologie semplificate.

Qualora i solai dell'edificio siano di rigidezza trascurabile si può procedere all'analisi delle singole pareti dell'**US**, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete; nel caso in cui la parete oggetto di verifica abbia continuità con quella di una **US** adiacente (ad esempio nel caso delle facciate di aggregati in linea) è necessario stimare se l'azione sismica da prendere in considerazione non debba essere incrementata rispetto a quella derivante dalle sole masse dell'**US** in esame (fatto che, ad esempio, si verifica nelle **US** di angolo o di testata). L'analisi e le verifiche di ogni singola parete seguono i criteri esposti nei punti precedenti.

Nel caso di solai infinitamente rigidi o di rigidezza significativa, la verifica agli stati limite ultimi e/o di esercizio di una **US** in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su più lati alle **US** contigue (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto alle **US** adiacenti), l'analisi può anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai, infinitamente rigidi, possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

C8.7.1.3.3 Edifici semplici

Sulle costruzioni esistenti è possibile eseguire interventi che consentano di assimilare la costruzione ad un edificio semplice. In tali casi l'intervento è volto a soddisfare le regole di cui al § 7.8.1.9 delle NTC**;** facendo riferimento al posto della resistenza caratteristica a compressione $\mathbf{f_k}$, al valore medio $\mathbf{f_m}$, diviso per il fattore di confidenza. Oltre alle condizioni sopra indicate è necessario che, dopo l'eventuale intervento, risulti verificato anche quanto segue:

a. i solai siano in grado di svolgere la funzione di diaframma di piano, siano ben collegati alle pareti e siano in grado di evitare il ribaltamento delle pareti fuori dal loro piano;
b. tutte le aperture abbiano architravi dotati di adeguata resistenza flessionale;
c. tutti gli elementi spingenti, comprese le coperture a falda, eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali e a inibire lo scivolamento dei vari elementi (es. presenza di connessioni quali chiodi, viti o staffe tra tutti gli elementi delle coperture a falda con struttura lignea);
d. tutti gli elementi ad elevata vulnerabilità, anche non strutturali, siano stati eliminati o resi sicuri (ad esempio comignoli,

cornicioni ecc.);

e. le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;
f. le murature non siano a sacco o a doppio paramento o, in generale, di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in "forati", muratura con pietre tondeggianti di fiume o pareti di spessore chiaramente insufficiente).

Se l'intervento rispetta tutto quanto sopra descritto, lo stesso potrà essere considerato come un intervento di adeguamento e sarà possibile omettere le analisi ante e post intervento.

C8.7.1.4 ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

I collegamenti tra differenti elementi lignei devono essere ripristinati nella loro funzionalità statica, mantenendo valori di rigidezza simili a quelli posseduti dalla struttura originaria, a meno di evidenti riconosciute carenze strutturali/costruttive.

Il ripristino della continuità strutturale tra parti diverse di uno stesso elemento può essere realizzato mediante collegamenti tradizionali a secco utilizzando, quando possibile, elementi lignei o, in alternativa, metallici o altri riconosciuti idonei. Adesivi strutturali, in alternativa a collegamenti meccanici, possono essere usati con cautela e comunque non per trasmettere tensioni di trazione ortogonali al piano di incollaggio.

Nell'intervenire su elementi lignei è opportuno garantire la possibilità di variazione dimensionale dell'elemento a seguito di variazioni di umidità, per evitare stati di coazione. Sono da evitarsi interventi che producano manomissioni delle fessure longitudinali da ritiro (cretti) o che impediscano, in qualsiasi modo, dilatazioni e ritiri trasversali del legno.

Nella definizione dello schema strutturale occorre tenere conto, in generale, anche degli altri elementi che possono interferire, a livello di comportamento globale, con la struttura lignea in esame, considerando, ove necessario, anche dei possibili effetti sul comportamento dell'intero edificio. A tale riguardo si deve anche osservare che, generalmente, la struttura lignea costituisce parte essenziale nel comportamento statico di insieme dell'edificio. Conseguentemente, modificazioni staticamente importanti della struttura lignea necessitano di valutazioni complessive atte a valutare l'interazione tra elementi lignei e non lignei nonché l'effettivo contributo delle stesse membrature lignee al comportamento strutturale globale.

C8.7.2 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO O DI ACCIAIO

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici; alcune considerazioni di carattere generale, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali, possono essere estese anche ad altri tipi costruttivi.

Alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile, o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli, possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che, per il livello di azione considerato, ne sia adeguatamente verificata l'efficacia.

C8.7.2.1 REQUISITI DI SICUREZZA

C8.7.2.1.1 Stato Limite di prevenzione del collasso (SLC)

Nel caso di elementi/meccanismi duttili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili (v. § C8.7.2.3 e § C8.7.2.4) gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato nel § C8.7.2.2.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi/meccanismi duttili e di resistenze ultime per gli elementi/meccanismi fragili.

C8.7.2.1.2 Stati Limite di esercizio

In mancanza di più specifiche valutazioni, per $\mathbf{d}_{rp}$ si può far riferimento ai valori limite di spostamento di interpiano riportati in § 7.3.6.1 validi per gli edifici nuovi.

C8.7.2.2 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con i metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni seguenti.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in § C8.7.2.3 per le costruzioni in c.a. e in § C8.7.2.4 per le costruzioni in acciaio.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III servono a un duplice scopo:

a. per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
b. per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e

per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC, per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.

C8.7.2.2.1 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare può essere effettuata ove siano soddisfatte le condizioni di cui al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- considerando tutti gli elementi primari della struttura ed indicato, per l'*i*-esimo di tali elementi, con $\rho_i = D_i / C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0,5;
- la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i, quest'ultima calcolata sulla base della capacità degli elementi duttili adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

Analisi statica lineare con spettro elastico

Nel caso di analisi lineare con spettro elastico, lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC eseguendo l'analisi e la verifica secondo quanto previsto nel § 7 per le costruzioni non dissipative.

Analisi statica lineare con fattore di comportamento q

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento *q* nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento q = 1,5. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

C8.7.2.2.2 Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento q

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC e si applica con le stesse modalità di cui all'analisi statica lineare con spettro elastico; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, utilizzando le precisazioni riportate per l'analisi statica lineare con fattore *q*.

C8.7.2.2.3 Analisi statica non lineare

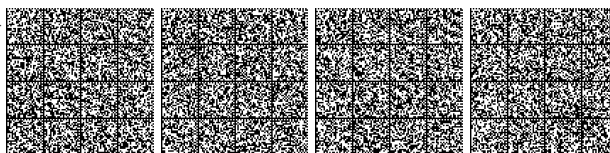
Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8.5.IV.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazioni ottenuta dall'analisi con la relativa capacità.

La verifica degli elementi "fragili" è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità.

Nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
  a. si valuta il taglio massimo alla base V_{bu} sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
  b. si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio
  c. se lo spostamento d_{max} relativo allo stato limite considerato è minore di d_{cu}, la domanda in termini di sollecitazione di

taglio si calcola in corrispondenza di d_{max}

d. se $d_{max}>d_{cu}$, la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{cu}.

C8.7.2.2.4 Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.4.2 delle NTC, alle medesime condizioni di cui al punto precedente.

C8.7.2.3 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- "duttili": travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- "fragili": meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.

C8.7.2.3.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

La capacità in termini di deformazione è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ dell'elemento, data dal rapporto tra lo spostamento relativo tra la sezione d'estremità e la sezione caratterizzata da momento flettente nullo e la loro distanza, pari alla luce di taglio $L_V = M/V$.

C8.7.2.3.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Allo stato limite di prevenzione del collasso, la capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere valutata alternativamente utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto i contributi del calcestruzzo, dell'acciaio ed dell'aderenza acciaio calcestruzzo, ovvero mediante formule di comprovata validità, come, ad esempio, quelle riportate nel seguito.

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\,\rho_d}) \qquad [C8.7.2.1]$$

dove:

γ_{el}= 1.5 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

L_V è la luce di taglio;

h è l'altezza della sezione;

$\nu = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c;

$\omega = A_s f_y /(A_c f_c)$ e $\omega' = A'_s f_y /(A_c f_c)$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

f_c, f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe nella zona critica);

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \qquad [C8.7.2.2]$$

(b_o e h_o dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (C8.7.2.1) deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico o per i quali non sia stata effettuata una verifica di duttilità, quindi con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse da quelle ottenibili utilizzando le indicazioni riportate per la progettazione delle nuove costruzioni, il valore dato dall'espressione [C8.7.2.1] deve essere moltiplicato per 0,85.

Il fattore di efficienza del confinamento α dato dalla [C8.7.2.2] è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Nel caso tale ipotesi non sia soddisfatta, è opportuno assumere $\alpha = 0$.

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione allo SLC è definita dalla [C8.7.2.1]. Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (C8.7.2.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \cdot \min(40, l_o / d_{bL}) \qquad [C8.7.2.3]$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Il fattore [C8.7.2.3] non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la [C8.7.2.3] va moltiplicata per 0.85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla [C8.7.2.1]. Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza l_0 il valore dato dall'espressione (8.7.2.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.02 \cdot [10 + \min(40, l_o / d_{bL})] \qquad [C8.7.2.4]$$

dove d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali.

La decurtazione valutata con la [C8.7.2.4] è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza l_o è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci ad uncino di estremità il valore dato dalla [C8.7.2.4] è opportuno sia assunto pari a zero. Inoltre, il fattore [C8.7.2.4] non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la [C8.7.2.4] è moltiplicata per 0,85.

Allo SLC, per la valutazione della capacità θ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere utilizzata anche la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right) \qquad [C8.7.2.5]$$

dove θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in [C8.7.2.7a] e [C8.7.2.7b], ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%), ϕ_y è la curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy}, L_V è la luce di taglio e L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0{,}1 L_V + 0{,}17 h + 0{,}24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad [C8.7.2.6]$$

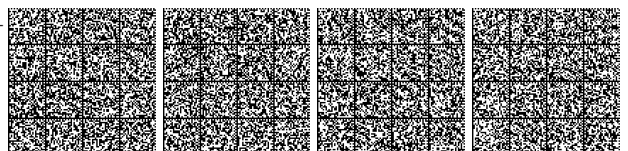
dove h è l'altezza della sezione, d_{bL} è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

C8.7.2.3.3 Stato limite di salvaguardia della vita

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), θ_{SD}, può essere assunta pari a 3/4 del valore $\theta_u$valutato per lo SLC.

C8.7.2.3.4 Stato limite di danno

La capacità θ_y in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento può essere valutata mediante le seguenti espressioni:

per travi e pilastri

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0{,}0013\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_V}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{[C8.7.2.7a]}$$

per pareti

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0{,}002\left(1 - 0{,}125\frac{L_V}{h}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \qquad \text{[C8.7.2.7b]}$$

dove ϕ_y è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale, h l'altezza della sezione, d_b è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

C8.7.2.3.5 Travi e pilastri: taglio

Per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al § 4.1.2.3.5 delle NTC, facendo in generale riferimento al § 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N, al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità, $\mu_{\Delta,pl}$.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}}\left[\frac{h-x}{2L_V} min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 min(0.5; \mu_{\Delta,pl})\right)\left[0.16 max(0.5; 100\rho_{tot})\left(1 - 0.16 min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right)\sqrt{f_c}A_c + V_W\right]\right] \qquad \text{[C8.7.2.8]}$$

(unità di misura MN, m) dove:

γ_{el} = 1.15 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC);

h è l'altezza totale della sezione;

x è l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro);

N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);

L_V è la luce di taglio;

A_c è l'area della sezione pari a (b x d) per la sezione rettangolare e $\pi D_c^2/4$ per quella circolare (dove D_c = D-2c-d_{bw}, essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_{bw} il diametro delle staffe);

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_w è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:

– sezioni rettangolari:

$$V_W = \rho_{sx} b_w z f_y \qquad \text{[C8.7.2.9]}$$

dove, oltre al significato dei simboli già noti, z è il braccio delle forze interne.

– per le sezioni circolari:

$$V_W = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sx}}{s} f_{yw}(D - 2c) \qquad \text{[C8.7.2.10]}$$

Il valore della resistenza a taglio fornito dalla (8.7.2.8) non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione", valutata come per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.28] delle NTC), utilizzando θ = 45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Nella [8.7.2.8] $\mu_{\Delta,pl}$ rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità ed è espressa dalla relazione: $\mu_{\Delta,pl} = \mu_\Delta - 1$

dove μ_Δ è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima θ_m per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y. Ove necessario, la relazione tra duttilità di rotazione e duttilità di curvatura si ottiene dalla [8.7.2.7], con ϕ_m al posto di ϕ_u, essendo ϕ_m la domanda di curvatura massima per il livello di azione considerato.

Nella [8.7.2.8], in assenza di specifiche valutazioni, l'altezza della zona compressa della sezione può essere calcolata in maniera semplificata attraverso la relazione: $x/h = 0{,}25 + 0{,}85N/(A_c \cdot f_c) \leq 1$.

La resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito.

Quando la domanda di duttilità μ_Δ dell'elemento è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.29] delle NTC) e la resistenza a taglio ciclica fornita dalla [8.7.2.8]. Quando $\mu_\Delta > 3$, la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, valutata attraverso la [8.7.2.8]. Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per $\mu_\Delta = 2$ e quella ottenuta in base alla [8.7.2.8] per $\mu_\Delta = 3$.

Per i carichi gravitazionali e, in generale, quando la domanda di duttilità μ_Δ dell'elemento è inferiore a 1, la resistenza a taglio può essere valutata, alternativamente, come per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (§ 4.1.2.3.5.1 delle NTC).

In questo caso si deve verificare che, per l'azione considerata, la domanda a flessione o a pressoflessione non superi la corrispondente capacità al limite elastico (momento di prima plasticizzazione come definito al § 4.1.2.3.4.2 delle NTC) in entrambe le direzioni principali della sezione. Nel caso in cui si adottino metodi di analisi lineari, la domanda dovuta alle azioni sismiche deve essere valutata con riferimento al fattore di comportamento q≤1,5.

In condizioni sismiche, un approccio prudenziale suggerisce che la resistenza a taglio valutata con riferimento agli elementi senza armature trasversali venga considerata esclusivamente per le strutture in cui la domanda plastica sia in ogni caso contenuta, ad es. grazie all'uso di tecniche di protezione passiva quali i controventi (elastici o dissipativi) o l'isolamento sismico.

Nel caso di rinforzi di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. Particolarmente negli edifici in cemento armato occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente predisponendo sistemi di ridistribuzione degli sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio.

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}(f_c\ in\ MPa) \qquad [C8.7.2.11]$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c(f_c in MPa) \qquad [C8.7.2.12]$$

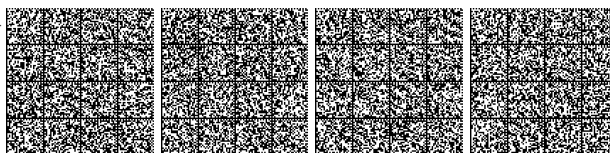
dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono stati definiti al § 7.4.4.3.1 della norma. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

C8.7.2.4 MODELLI DI CAPACITÀ PER LA VALUTAZIONE DI EDIFICI DI ACCIAIO

C8.7.2.4.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità in termini di deformazione di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione totale rispetto alla corda θ analogamente a quanto già descritto per le strutture di c.a. (v. § C8.7.2.3).

C8.7.2.4.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Allo **SLC** la capacità in termini di rotazione rispetto alla corda può essere valutata utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero sulla base delle indicazioni riportate in documenti

di comprovata validità. È possibile riferirsi all'*Annex B (Steel and composite structures*) della Norma UNI EN 1998-3:2005. In particolare il punto B.5.2 –*member deformation capacities*, analizza il problema delle travi e colonne soggette a flessione, per le quali la capacità di deformazione inelastica è espressa in termini di rotazione plastica definita come multiplo della rotazione rispetto alla corda θ_y valutata al raggiungimento della tensione di snervamento. Il valore del moltiplicatore della rotazione θ_y dipende dallo stato limite considerato e dalla classe della sezione trasversale della trave o della colonna (classi 1 o 2, definite al § 4.2.3.1 delle NTC). Lo stesso Annesso riporta i moltiplicatori che consentono di determinare la capacità di elementi di controvento soggetti a compressione in termini di moltiplicatore dello sforzo normale corrispondente allo stato limite di instabilità, o di elementi di controvento tesi, in termini di moltiplicatore dello sforzo normale corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento del materiale.

C8.7.2.4.3 Stato limite di salvaguardia della vita

Allo stato limite di salvaguardia della vita, la capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda, θ_{SD}, può essere assunta pari a 3/4 del valore $\theta_u$valutato per lo **SLC**.

C8.7.2.4.4 Stato limite di danno

Allo stato limite di esercizio, la capacità in termini di rotazione rispetto alla corda, θ_y, al raggiungimento della tensione di snervamento può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\theta_y = \frac{M_{e.Rd} L_V}{2EI} \qquad [C8.7.2.13]$$

dove:

$M_{e,Rd}$ è il momento di prima plasticizzazione di calcolo;

L_V è la luce di taglio;

I è il momento di inerzia della sezione nella direzione considerata.

C8.7.2.4.5 Travi e pilastri: Taglio

La capacità in termini di resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

C8.7.2.4.6 Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

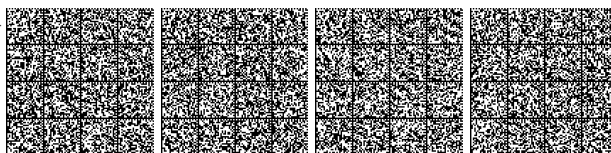
C8.7.3 COSTRUZIONI MISTE

L'interpretazione del comportamento delle costruzioni miste e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella delle costruzioni con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra elementi strutturali caratterizzati da rigidezze e comportamento meccanico del materiale e strutturale diversi. In campo non lineare il comportamento è spesso complesso e non rappresentabile attraverso modelli e metodi semplificati, a meno che non si possa trascurare il contributo alla capacità resistente sismica di tutti gli elementi di uno dei materiali costituenti, considerandoli come elementi secondari. Tale assunzione è ammissibile solo nel caso il contributo degli elementi considerati secondari, nel caso di azione sismica, sia favorevole.

L'analisi statica non lineare può essere eseguita se è disponibile un modello in grado di simulare, per gli elementi strutturali realizzati con i diversi materiali utilizzati, il loro comportamento non lineare sino alla capacità ultima in termini di deformazione. La verifica deve condursi tenendo conto dei meccanismi locali e globali a seconda della tipologia di elementi strutturali che si sta analizzando e del loro materiale costituente. Attenzione deve poi essere rivolta alla verifica delle connessioni tra elementi di diverso materiale, valutando l'entità della domanda per la quale è stimato il raggiungimento dello stato limite di interesse.

C8.7.4 CRITERI E TIPI DI INTERVENTO

Il § 8.7.4 delle NTC descrive gli aspetti principali degli interventi sugli edifici esistenti, qui sono riportate alcune raccomandazioni che possono costituire un utile riferimento ai fini della scelta degli interventi. Si sottolinea l'importanza che gli interventi siano definiti in funzione di specifiche vulnerabilità dell'edificio, analizzando prioritariamente quelle locali. Sono invece da evitarsi interventi generalizzati e diffusi, se non adeguatamente motivati da una specifica valutazione.

Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi, ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati, si possono utilizzare documenti di comprovata validità.

C8.7.4.1 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Nel presente Capitolo si forniscono criteri generali per gli interventi di consolidamento degli edifici di muratura, con riferimento ad alcune tecniche usualmente utilizzate. I criteri e le tecniche di seguito riportati sono indicativi e non esaustivi e non si esclude l'impiego di tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il progettista individui come adeguate al caso specifico.

Attenzione va posta alla fase esecutiva degli interventi, onde evitare di comprometterne l'efficacia.

Oltre agli interventi volti a sanare le carenze nei confronti delle azioni non sismiche, quelli che generalmente inducono i maggiori benefici nei riguardi delle azioni sismiche riguardano:

1. La formazione dei diaframmi di piano, a livello dei solai ed eventualmente nelle falde di copertura.
2. Le connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano.
3. I collegamenti nello spessore della parete in presenza di paramenti multipli.
4. L'incremento della sismo-resistenza delle pareti.
5. Il contenimento delle spinte ed il consolidamento di archi e volte.

Di seguito, a livello indicativo, sono riportate alcune soluzioni tecniche per alcuni dei miglioramenti sopra indicati.

1. Formazione dei diaframmi di piano

Il ruolo primario dei solai è quello di sostenere i carichi verticali, ma la loro funzione durante lo scuotimento sismico è quella di trasferire le azioni orizzontali alle pareti e di scongiurare l'attivazione dei meccanismi fuori piano delle pareti collegandole efficacemente. I solai devono pertanto essere ben ancorati alle murature, soprattutto a quelle perimetrali.

Occorre notare che, mentre può non essere necessario realizzare un'elevata rigidezza, in quanto i meccanismi fuori dal piano sono caratterizzati da deformazioni ammissibili anche elevate, è invece necessario che i diaframmi abbiano una resistenza sufficiente a trasferire le azioni tra una parete e l'altra, quando la prima raggiunge la resistenza ultima a taglio.

Per gli edifici storici, nel consolidamento di solai lignei sono generalmente preferibili i diaframmi leggeri, di rigidezza non trascurabile, realizzati a secco, quali quelli ottenuti con doppio assito, con pannelli a base legno quali quelli citati nel paragrafo 11.7, lamiere di acciaio, reticolari di acciaio, reticolari con fibre o altro materiale idoneo ecc. Nel caso sia presente un sottofondo a supporto della pavimentazione, i diaframmi di piano possono essere realizzati sostituendolo con un nuovo sottofondo strutturale opportunamente armato.

Nel caso risulti necessario anche un consolidamento statico del solaio per le sollecitazioni flettenti, quando è presente l'impalcato ligneo un rinforzo che consente di conseguire contemporaneamente un rinforzo nel piano e flessionale, si realizza, ad esempio, tramite strutture composte legno-legno mediante solette lignee, che sfruttino eventualmente il tavolato esistente, rese opportunamente collaboranti con le travi tramite idonei connettori a taglio. La tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo realizza ugualmente un elevato irrigidimento nel piano e un miglioramento della resistenza ai carichi verticali, ma con un maggiore incremento dei pesi.

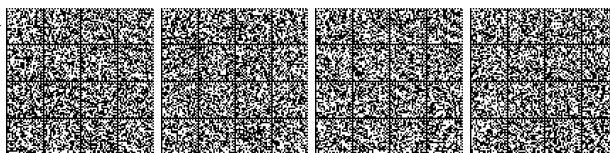
Nel caso di solai a putrelle e voltine o tavelloni, un miglioramento del comportamento flessionale delle travi e nel piano del solaio può essere ottenuto con un irrigidimento mediante solette armate rese solidali ai profilati e collegate alle murature perimetrali mediante opportuni connettori. Nel caso di solai con voltine, può essere necessario anche collegare tra loro i profilati, saldando bandelle o barre metalliche trasversali, all'intradosso o all'estradosso.

Per quanto riguarda le ***coperture***, nelle costruzioni in muratura è in linea generale opportuno operare mediante il mantenimento dei tetti in legno per non incrementare le masse nella parte più alta dell'edificio, o con soluzioni più pesanti di acciaio o di calcestruzzo armato, previa verifica. Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati o cantonali privi di elementi di ritegno, la spinta deve essere contenuta, integrando in modo opportuno lo schema strutturale. E' inoltre opportuno intervenire sui collegamenti tra gli elementi lignei per evitare locali situazioni spingenti o di labilità.

2. Connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano

Le connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano hanno il compito di ridurre la snellezza delle pareti, rispettivamente nei riguardi della flessione orizzontale e verticale. Ciò ha il duplice effetto di: 1) limitare gli spostamenti fuori dal piano a livello degli orizzontamenti, prevenendo lo sfilamento delle travi dei solai e della copertura; 2) limitare l'ampiezza della porzione di parete muraria potenzialmente interessata da meccanismi fuori dal piano, riducendo la vulnerabilità nei riguardi di cinematismi locali.

Qualora i collegamenti tra le pareti siano scarsi o deteriorati, può essere realizzata un'***idonea ammorsatura*** tra parti adiacenti o intersecantisi. Questa può essere realizzata o migliorata con interventi locali. Tra questi, ad esempio, sono annoverabili diverse tipologie di interventi, tra cui quelli tipo ***scuci-cuci***. ***Cuciture armate*** realizzate con barre di lunghezza limitata, iniettate con malta o resina, non sempre risultano efficaci, per la difficoltà di garantire un adeguato ancoraggio in presenza di un nucleo interno di scadenti proprietà, e possono essere invasive (in ogni caso è opportuno utilizzare elementi metallici inossidabili o altri materiali idonei).

Particolarmente efficaci sono gli elementi di collegamento tra pareti opposte atti a impedirne le rotazioni verso l'esterno e ad assicurare il funzionamento scatolare dell'edificio. A tale scopo possono essere utilmente impiegati ***tiranti*** (o ***catene***), siano essi metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, al livello dei solai e in corrispondenza delle

pareti portanti. I tiranti consentono anche la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce, migliorando la capacità di accoppiamento dei maschi murari.

In alternativa, il funzionamento scatolare dell'edificio è favorito dalle ***cerchiature esterne***, che in alcuni casi si possono realizzare con elementi metallici o materiali compositi, particolarmente efficaci nel caso di edifici di dimensioni in pianta ridotte, come i campanili, o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. È in ogni caso necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature

Il ***collegamento dei diaframmi di piano*** alle pareti è in primo luogo assicurato dagli elementi principali degli stessi, ovvero travi principali e secondarie in legno o putrelle metalliche. Questi elementi devono essere appoggiati nella parete muraria per una sufficiente lunghezza ed il carico verticale deve essere adeguatamente diffuso alla muratura (eventualmente grazie ad elementi locali di ripartizione). Anche se in modo non sistematico, l'aggiunta di elementi di connessione ancorati alla parete muraria può essere utile a migliorare la risposta sismica, in quanto fa funzionare l'elemento inflesso anche come tirante di collegamento confidando in un ancoraggio meccanico e non solo sull'attrito. Quando si valuta come necessario garantire un collegamento continuo tra diaframma di piano e pareti murarie, possono essere adottati ancoraggi puntuali realizzati sul perimetro degli orizzontamenti attraverso barre iniettate con malte o resine.

I ***cordoli in sommità*** possono costituire una soluzione efficace sia per collegare le pareti in una zona dove la muratura è meno resistente a taglio a causa del basso livello di compressione, sia per contenere eventuali azioni spingenti della copertura, sia anche per favorire l'appoggio delle singole membrature dell'orditura. Il collegamento del cordolo con la muratura esistente può essere realizzato, in assenza di soluzioni più efficaci e meno invasive, attraverso perforazioni armate con barre metalliche, protette o di tipo inossidabile, oppure di altro materiale resistente a trazione, efficacemente ancorate alla muratura.

I cordoli in sommità possono essere realizzati nei seguenti modi.

- ***Cordoli realizzati con elementi lignei***, adeguatamente protetti;
- ***Cordoli realizzati con muratura armata***..
- ***Cordoli realizzati con elementi d'acciaio***.
- ***Cordoli di calcestruzzo armato***.

L'esecuzione di cordolature a livelli intermedi risulta necessaria solo in determinati casi, che devono essere motivati. L'uso di cordoli eseguiti a scasso nello spessore della parete deve generalmente essere evitato per gli, eventuali effetti negativi legati all'alterazione dello stato di sollecitazioni della parete per effetto della formazione delle aperture in breccia. La soluzione più efficace per la realizzazione di cordoli a livello intermedio è quella della trave in muratura armata, ottenuta applicando piatti metallici sui due lati della muratura e collegandoli tramite barre passanti o mediante soluzioni di tipo analogo.

3. Collegamenti nello spessore della parete in presenza di paramenti multipli

Quando i collegamenti tra paramento esterno e interno sono insufficienti, come frequentemente avviene per le murature in pietrame, occorre verificare che, per effetto delle azioni sismiche, non si attivi un meccanismo di flessione fuori piano nella porzione di paramento compresa tra due ritegni dotati di ancoraggio esterno. Si può eventualmente ricorrere a diatoni di contenimento integrativi, disposti nella parete ad adeguata distanza tra loro (in misura non necessariamente troppo fitta).

L'inserimento di ***diatoni artificiali***, realizzati in calcestruzzo armato, in profilati metallici o in altri materiali resistenti a trazione, compreso l'utilizzo di legature metalliche, con funzione di ***tirantini antiespulsivi*** o di legature con materiali compositi, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco o l'innesco di fenomeni di instabilità per compressione dei paramenti esterni.

L'efficacia di tali interventi è legata all'effettiva possibilità di solidarizzare detti presidi con la muratura circostante che, pertanto, deve presentare buona consistenza.

4. Incremento della capacità delle pareti

Qualora i setti murari siano costituiti da materiale di bassa qualità, può risultare opportuno migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale. Il tipo di intervento da applicare va valutato in base alla tipologia e alla qualità della muratura e può variare dalla ricostruzione parziale (interventi di *scuci-cuci*) al consolidamento mediante iniezioni o mediante interventi superficiali o altre tecniche opportune; si deve procedere alla verifica preliminare della compatibilità chimico-fisica dei materiali nuovi con quelli originari.

Nei casi in cui si operi attraverso le ***iniezioni di miscele leganti***, si procede anche alla verifica della fattibilità dell'intervento in termini di capacità delle murature di assorbire e diffondere le malte iniettate ponendo attenzione nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare dissesti locali.

L'intervento di ***ristilatura dei giunti***, se effettuato su entrambe le superfici esterne, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura incrementandone, di fatto, l'area resistente. Particolare cura deve essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare in relazione a quella esistente. L'eventuale inserimento nei giunti "ristilati" di piccole barre, trefoli o piattine metalliche o di altri materiali resistenti a trazione, specie se ancorati alla muratura attraverso connessioni trasversali dei paramenti ed organizzati come sistema continuo nelle tre direzioni, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento.

Il placcaggio delle murature con ***intonaco armato*** costituisce un efficiente provvedimento soprattutto nel caso in cui le murature

siano gravemente danneggiate o incoerenti, purché siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali bene ancorati alle armature poste su entrambe le facce della muratura. Le *fodere* possono essere realizzate con malte a base di cemento o di calce e armatura in reti o tessuti di acciaio inossidabile, oppure con materiali compositi, utilizzando fibre di carbonio, vetro o aramidiche.

Il rinforzo dei setti murari può essere eseguito mediante elementi strutturali integrativi collaboranti disposti sulla superficie; questi possono essere, per esempio, realizzati in acciaio (strutture reticolari costituite da piatti/nastri) o in legno (pannellature). Opportune connessioni devono consentire la collaborazione tra la parete esistente e il rinforzo.

L'applicazione di ***fasciature resistenti a trazione*** può essere realizzata sia con fasce di materiali compositi (sopra citati) sia con tessuti in trefoli di acciaio inossidabile, fissate al supporto murario con prodotti a base cementizia o polimerica.

L'inserimento di ***tiranti verticali post-tesi*** è un intervento applicabile solo in presenza di murature di ottima qualità.

Nel caso di realizzazione di ***nuove aperture*** in pareti esistenti, per far fronte alla diminuzione della capacità resistente della parete e all'aumento della sua deformabilità, può essere necessario prevedere rinforzi in grado di collaborare con la muratura esistente attraverso opportune connessioni ripristinando, per quanto possibile, la condizione dell'intera parete in atto prima della realizzazione dell'apertura.

Un incremento della capacità portante delle pareti murarie, con conseguente miglioramento del comportamento sismico, si ottiene infine anche attraverso l'eliminazione delle discontinuità con la chiusura di nicchie, canne fumarie cavedi o anche di vecchie lesioni o sconnessioni all'interno delle murature, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti.

5. Contenimento delle spinte e consolidamento di archi e volte

L'assorbimento delle spinte di strutture voltate, particolarmente importante in caso di sisma, può essere ottenuto con ***tiranti*** e ***cerchiature***. La posizione ottimale dei tiranti è al di sopra delle imposte degli archi, ma spesso tale soluzione non può essere adottata, per cui può essere necessario disporre i tiranti all'estradosso, purché ne sia dimostrata l'efficacia e la flessione risultante sia adeguatamente presidiata. Presidi estradossali possono essere realizzati con elementi dotati anche di rigidezza flessionale (elementi di limitata sezione) e aggiungendo tiranti inclinati a questi connessi e ancorati a livello delle imposte (catene a braga).

La realizzazione di ***contrafforti*** (o ***ringrossi murari)*** è utile nei confronti delle sollecitazioni non sismiche, ma il loro effetto in caso di azioni sismiche deve essere adeguatamente valutato, a causa dei potenziali effetti locali connessi al significativo irrigidimento.

Per il consolidamento di archi e volte è possibile anche il ricorso a tecniche di rinforzo estradossali basate sull'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Soluzioni alternative o integrative possono essere ottenute con frenelli o riempimenti coesivi leggeri.

La realizzazione di soluzioni pesanti come cappe e contro-volte in calcestruzzo, armato o meno, va valutata con cautela a causa degli incrementi di peso che comporta.

6. Altri interventi

– **Interventi su pilastri e colonne**

Tenendo presente che i pilastri e le colonne sono essenzialmente destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi tendono generalmente a:

- migliorare la resistenza a sforzo normale mediante ad esempio cerchiature e fasciature;
- eliminare eventuali spinte orizzontali prodotte da elementi spingenti poggianti su di essi.

In presenza di azioni sismiche, le colonne e i pilastri, realizzati in muratura o anche monolitici, devono, infatti, non solo essere preservati da forze orizzontali, ma anche essere impediti di ruotare in sommità.

Sono da evitare, in genere, gli inserimenti di anime metalliche, perforazioni armate, precompressioni longitudinali e in generale, salvo in caso di accertata e inevitabile necessità, gli interventi volti a conferire a colonne e pilastri in muratura capacità resistenti non usuali.

– **Interventi sulle scale**

La struttura portante delle scale deve essere accuratamente verificata, sia per le azioni non sismiche, sia per le azioni sismiche.

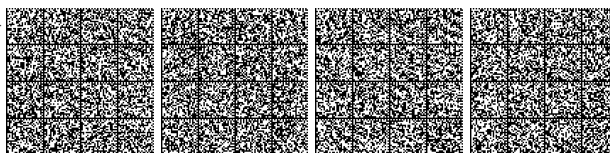
Particolari situazioni di rischio possono presentare le soluzioni ad arco rampante, spesso particolarmente sottile e spingente su murature esterne, oppure quelle realizzate con gradini di pietra a sbalzo, sia per le insufficienti dimensioni dei gradini, sia per l'insufficiente spessore delle murature nelle quali questi sono inseriti.

È infine opportuno verificare la sicurezza dei parapetti, spesso inaspettatamente poco resistenti.

– **Realizzazione di giunti sismici**

La realizzazione di giunti sismici in edifici esistenti di muratura, specie se in aggregato, risulta tecnicamente problematica e deve essere attentamente valutata perché può produrre effetti negativi nei confronti dell'equilibrio statico delle diverse parti coinvolte.

– **Interventi in fondazione**

I cedimenti in fondazione di un edificio sono generalmente fenomeni che si manifestano lentamente, se non sono prodotti da repentine alterazioni del suolo (ad es. variazioni del regime idrico per perdite di tubazioni e fognature, nuove costruzioni

contigue, rilevati o scavi vicini). Negli edifici esistenti le insufficienze fondali sono pertanto messe in luce, nella maggior parte dei casi, grazie alla presenza di quadri fessurativi e deformativi che possono essere individuati nella fase di rilievo. Per una prima valutazione dell'efficacia di un sistema fondale di un edificio esistente è pertanto fondamentale un accurato rilievo dei quadri fessurativi e dei dissesti, nonché comprendere se il fenomeno si è ormai arrestato mediante lo studio dell'evoluzione storica di tali fenomeni.

Per quanto riguarda gli effetti dei terremoti, se si escludono casi di pendii instabili e fenomeni di liquefazione dei terreni, è raro che i dissesti siano legati a insufficienze fondali. In ogni caso la conoscenza del sistema fondale e l'identificazione delle manifestazioni di dissesto precedenti all'evento sismico è funzionale per la valutazione della capacità resistente post sisma.

Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o nel caso in cui si siano manifestati dissesti attribuibili al sistema fondale o siano stati effettuati interventi che modifichino i carichi alla base, occorre procedere alla verifica e all'eventuale consolidamento delle fondazioni. Gli interventi sono di massima classificabili nelle seguenti tipologie.

Allargamento della fondazione mediante cordoli o platee in c.a. L'intervento va realizzato in modo tale da far collaborare adeguatamente le fondazioni esistenti con le nuove, curando in particolare la connessione fra nuova e vecchia fondazione. A tale scopo, deve essere realizzato un collegamento rigido (travi in c.a., traversi in acciaio di idonea rigidezza, barre post-tese che garantiscono una trasmissione per attrito) in grado di trasferire parte dei carichi provenienti dalla sovrastruttura ai nuovi elementi. In presenza di possibili cedimenti differenziali della fondazione è opportuno valutarne gli effetti sull'intero fabbricato.

Consolidamento dei terreni di fondazione. Gli interventi di consolidamento dei terreni possono essere effettuati mediante iniezioni di miscele cementizie, resine (ad es. poliuretani che si espandono nel terreno) o altre sostanze chimiche.

Inserimento di sottofondazioni profonde (micropali, pali radice). Nel caso di cedimenti che interessino singole porzioni di fabbricato, è consigliabile valutare la possibilità che si verifichino assestamenti differenziali, legati alla nuova configurazione. Si deve prevedere un'idonea struttura di collegamento tra micropali e muratura esistente (ad es. un cordolo armato rigidamente connesso alla muratura). I collegamenti diretti tra i pali e le fondazioni esistenti devono essere considerati con particolare prudenza per il rischio di danneggiamento del manufatto con riduzione della capacità portante delle fondazioni esistenti.

Nelle situazioni in cui, nell'eventualità di un sisma, si ritiene possibile l'attivazione di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema va normalmente affrontato agendo direttamente sul terreno e non a livello delle sole strutture di fondazione.

Una delle cause più ricorrenti dei cedimenti fondali è quella di alterazione del regime delle acque del sottosuolo; nel caso di dissesti imputabili a tale fenomeno, è pertanto opportuno valutare attentamente le cause che hanno determinato l'alterazione del regime delle acque del sottosuolo.

C8.7.4.2 CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO

Nel presente Capitolo si forniscono criteri generali per gli interventi di consolidamento degli edifici in calcestruzzo armato, insieme ai relativi modelli di capacità, con riferimento ad alcune tecniche usualmente utilizzate. I criteri e le tecniche di seguito riportati sono indicativi e non esaustivi; non si esclude pertanto l'impiego di tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il progettista individui come adeguate al caso specifico.

C8.7.4.2.1 Incamiciatura in c.a.

A pilastri o pareti possono essere applicate camicie di c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

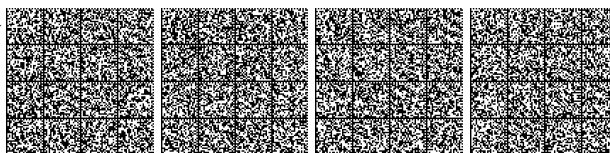
- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle "camicie" deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali e la realizzazione di uno spessore del copriferro adeguato.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla intera sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

- capacità in termini di resistenza a taglio:

$$\widetilde{V}_R = 0.9 V_R \qquad [C8.7.4.1]$$

- capacità in termini di resistenza a flessione:

$$\widetilde{M}_y = 0.9 M_y \qquad [C8.7.4.2]$$

- capacità in termini di deformabilità allo snervamento:

$$\widetilde{\theta}_y = 0.9 \theta_y \qquad [C8.7.4.3]$$

- capacità in termini di deformabilità ultima:

$$\widetilde{\theta}_u = \theta_u \qquad [C8.7.4.4]$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

a) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e quanto ricavato da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di $\widetilde{V}_R$, divisa anche per il coefficiente parziale;
b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di progetto.

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore della capacità in termini di resistenza a flessione $\widetilde{M}_y$ da usare per la valutazione della sollecitazione di taglio agente su elementi/meccanismi fragili sono:

c) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
d) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

C8.7.4.2.2 Incamiciatura in acciaio

Camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità in termini di resistenza a taglio;
- aumento della capacità in termini di deformazione;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento, espressione (8.7.4.6)).

Le camicie di acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure sono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari devono essere resi solidali al calcestruzzo esistente attraverso idonei dispositivi (costituiti ad esempio da tasselli metallici).

Aumento della resistenza a taglio

Il contributo della camicia alla capacità in termini di resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva V_j offerta dalla camicia vale:

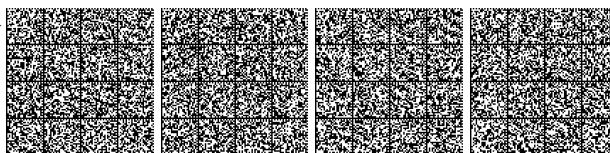
$$V_j = 0.5 \frac{2t_j}{s} b f_{yw} 0.9 d \cot\theta \qquad [C8.7.4.5]$$

nella quale d, t_j, b e s sono rispettivamente l'altezza utile della sezione trasversale dell'elemento incamiciato, lo spessore, la larghezza e interasse delle bande (b/s=1 nel caso di camicie continue), e f_{yw} è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio, θ è l'inclinazione delle fessure per taglio.

Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia di acciaio si valuta, come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del calcestruzzo confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

per la resistenza del calcestruzzo confinato:

$$f_{cc} = f_c \left[1 + 3{,}7 \left(\frac{0{,}5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0{,}86} \right] \quad \text{[C8.7.4.6]}$$

dove ρ_s è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, pari a $\rho_s = 2\,(b+h)\,t_s\,/\,(b\,h)$ nel caso di camicie continue (t_s = spessore della camicia, b e h = dimensioni della sezione) e pari a $\rho_s = 2\,A_s\,(b+h)\,/\,(b\,h\,s)$ nel caso di bande discontinue (A_s = area trasversale della banda, s = passo delle bande), α_n ed α_s sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \quad \text{[C8.7.4.7a]}$$

$$\alpha_s = (1 - \frac{s-hs}{2b})(1 - \frac{s-hs}{2h}) \quad \text{[C8.7.4.7b]}$$

dove R è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari R può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi), b, h sono le dimensioni della sezioneed h_s è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia è continua si assume h_s=s).

- per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}0035 + 0{,}5 \frac{0{,}5\alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad \text{[C8.7.4.8]}$$

Nelle due equazioni precedenti i valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

a) per il calcestruzzo esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
b) per l'acciaio della camicia, la resistenza di calcolo.

Le camicie di acciaio possono fornire un'efficace azione di "serraggio" nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia sia mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni siano disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

C8.7.4.2.3 Placcatura e fasciatura in materiali compositi

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi di c.a. è finalizzato a conseguire i seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri, travi, nodi trave-pilastro e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate, purché si garantisca l'efficacia dell'ancoraggio nel tempo
- un aumento della duttilità degli elementi monodimensionali, per effetto dell'azione di confinamento passivo esercitata dalle fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con materiali compositi si possono adottare documenti di comprovata validità**.**

C8.7.5 ELABORATI DEL PROGETTO DELL'INTERVENTO

Di seguito è riportato, come promemoria, un elenco più dettagliato del contenuto degli elaborati necessari per illustrare i progetti relativamente al punto (*a*) dell'elenco presente al § 8.7.5 delle NTC:

- analisi storico critica;
- rilievo completo della geometria;
- rilievo dei sintomi di dissesto, dei quadri fessurativi e dei fenomeni di degrado;
- identificazione dei materiali, dei dettagli strutturali e delle tecniche costruttive;
- identificazione dei dissesti manifestatisi nel tempo e delle relative cause;

- identificazione delle trasformazioni subite dal fabbricato;
- identificazione delle criticità statiche e sismiche di elementi non strettamente strutturali;
- analisi della struttura nella situazione attuale;
- identificazione delle carenze e indicazione del livello di azione sismica per il quale si ritiene venga raggiunto lo SLU(e SLE se richiesto).

Gli elaborati sopra elencati sono da considerare necessari anche per le valutazioni della sicurezza richieste al § 8.3 in assenza di interventi. In tal caso, in una specifica relazione devono essere indicati i presupposti delle valutazioni effettuate, i risultati, le eventuali criticità esistenti, anche di elementi non pensati per svolgere funzioni strutturali, e le eventuali conseguenze sull'utilizzo dei fabbricati, anche con riferimento ai parametri ζ introdotti al § 8.3.

Per un'esaustiva documentazione relativa al punto (*f*), ovvero per una completa comprensione dei risultati attesi con l'intervento in progetto, è necessario che sia ugualmente redatta una relazione nella quale si illustrano i miglioramenti attesi, le criticità e le eventuali conseguenze sull'utilizzo delle costruzioni in esame, anche con riferimento ai parametri ζ introdotti al § 8.3.

Per gli interventi di riparazione e rafforzamento locale, le analisi strutturali possono essere limitate alla sola parte oggetto dell'intervento, valutando in ogni caso le eventuali conseguenze sul complesso del fabbricato.

C8.7.6 INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE

I danni causati dal terremoto ai componenti e ai sistemi non strutturali possono essere significativi. Ai notevoli miglioramenti nella concezione sismica dei sistemi strutturali resistenti non sono corrisposti significativi progressi nell'ambito dell'ancoraggio e del controventamento dei componenti e dei sistemi non strutturali, che spesso hanno subito danni estesi, anche nel caso di terremoti di modesta intensità. D'altro canto, i danni sismici di componenti non strutturali e impianti possono essere tali da rendere la struttura inutilizzabile per un periodo di tempo anche molto lungo, con conseguenze notevoli, in particolare per le strutture strategiche.

Le NTC, ai §§ 7.2.3 e 7.2.4, contengono prescrizioni esplicite per la progettazione di sistemi e componenti non strutturali.

C8.7.6.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la pericolosità sismica,
- la vulnerabilità sismica del componente,
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto,
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente.

C8.7.6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA

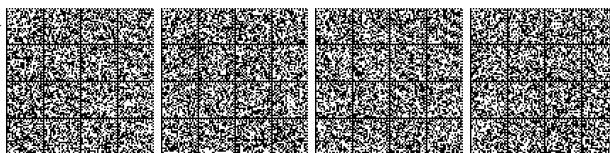
In assenza di valutazioni più dettagliate, le sollecitazioni agenti sui componenti non strutturali possono essere calcolate in base ai §§ 7.2.3 e 7.2.4 delle NTC. Possibili formulazioni per la valutazione dell'azione sismica agente su un componente non strutturale è proposta al § C7.2.3 (spettri di piano).

E' possibile altresì valutare l'azione sismica agente su un componente non strutturale utilizzando direttamente i risultati delle analisi dinamiche incrementali determinando, ad esempio, la massima accelerazione o gli spettri di risposta in corrispondenza di ciascun piano. In tal caso occorre fare attenzione alla selezione degli accelerogrammi, che devono essere compatibili con lo spettro di progetto, e ai possibili effetti sfavorevoli sulla risposta dell'edificio causati da componenti non strutturali, come ad esempio i tamponamenti. Si raccomanda infine di utilizzare l'inviluppo di più analisi dinamiche.

C8.7.6.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA

Esistono diverse alternative per migliorare le condizioni di sicurezza sismica degli impianti di gas, in ottemperanza a quanto richiesto dal § 7.2.4 delle NTC. La Tabella C8.7.6.3.II descrive queste alternative, basate sul miglioramento dell'integrità degli impianti o delle strutture o sull'utilizzo di dispositivi per la limitazione del flusso di gas. Ogni alternativa presenta vantaggi e svantaggi, in relazione a costi di realizzazione, livello di miglioramento della sicurezza, benefici collaterali per emergenze non sismiche. La scelta della opzione migliore andrà, quindi, condotta caso per caso.

Per limitare questo rischio l'opzione più efficace, ed in generale priva di controindicazioni, consiste nella messa in atto di opportuni controventamenti e vincoli sismici degli impianti e delle apparecchiature, ai quali si è fatto cenno nei paragrafi precedenti.

Per le valvole ad attivazione automatica, i criteri per l'accettazione e per il controllo sono disciplinate dalle norme di settore, che potranno essere basate su standard internazionali esistenti.

La prescrizione di cui al § 7.2.4 delle NTC, relativa al passaggio dal terreno alla costruzione dei tubi per la fornitura del gas, evidenzia il problema che può derivare dagli assestamenti del terreno in prossimità delle fondazioni e dei danni che questi cedimenti possono produrre sulle tubature.

Sono da esaminare, inoltre, quei casi in cui le tubature possono subire distorsioni significative a causa del moto sismico relativo tra i punti di vincolo delle stesse alla struttura. Questa circostanza si verifica, in particolare, negli edifici dotati di sistemi di isolamento alla base, nelle zone di passaggio tra basamento ed elevazione. Si può verificare anche quando le tubature attraversano giunti strutturali tra corpi diversi quando non sono adottati accorgimenti che evitino i danni conseguenti agli spostamenti differenziali.

Tabella C8.7.6.3.I - *Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica*

Componente	Vulnerabilità [5]	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone [6]				Ancoraggi se nuovi nelle zone[7e8]			
Gas per uso medico											
Serbatoi di ossigeno	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Bombole di azoto	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Impianto elettrico d'emergenza											
Batterie per la corrente elettrica d'emergenza	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Generatore della elettrico d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Batterie per i generatori di corrente elettrica d'emergenza	Media	Alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	
Ascensori											
Guide dell'ascensore	Molto alta	Alta	Medio-alto	1	2			1	2	3	4
Motori e generatori dell'ascensore	Medio-alta	Alta	Medio	1				1	2	3	
Pannelli elettrici e di controllo dell'ascensore	Variabile	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
Apparecchiature per la comunicazione											
Computer e schermi nei "call centers" d'emergenza	Medio-alta	Medio-alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	4
Armadietti non ancorati che supportano le apparecchiature telefoniche per i "call centers" d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Interruttori e pannelli da muro dell'impianto telefonico dei "call centers" d'emergenza	Bassa	Alta	Medio					1	2	3	
Apparecchiature e rifornimenti medici											
Scaffali per stoccaggio di medicinali e altri importanti materiali medici di scorta	Alta	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
Apparecchiature mediche	Variabile	Alta	Variabile	1	2			1	2	3	
Componenti fissati al pavimento o sul tetto(4)											
Caldaie	Media	Medio-alta	Basso	1	2			1	2	3	
Cabine contenenti i trasformatori elettrici	Bassa	Alta	Medio-basso	1				1	2	3	
Tipici componenti da installarsi sul pavimento o sul tetto montati su isolatori per le	Medio-alta	Media	Medio-basso	1	2			1	2	3	

[5] La vulnerabilità è quella assunta per alta sismicità.

[6] Le raccomandazioni si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici.

[7] La colonna "Ancoraggi se nuovi nelle zone" riguarda i componenti o i sistemi di nuova installazione in edifici sia nuovi che esistenti.

[8] Per i componenti fissati sul pavimento o sul tetto il rapporto di ribaltamento è pari h_c / x_{min}, dove h_c è l'altezza del baricentro del componente sopra la sua base, e x_{min} è la distanza orizzontale più breve dal baricentro al bordo della base del componente.

Componente	**Vulnerabilità** [5]	**Importanza**	**Costo & interruzione per l'adeguamento**	**Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone** [6]				**Ancoraggi se nuovi nelle zone**[7e8]			
vibrazioni											
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2			1	2	3	
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2			1	2		
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto					1	2		
Sistemi di distribuzione											
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1	2			1	2	3	
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio					1	2		
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio					1			
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio					1			
Componenti architettonici											
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio					1			
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1				1	2		
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto					1	2		
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto					1	2		
Sostanze Pericolose											
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1	2	3	4	1	2	3	4

Tabella C8.7.6.3.II - *Possibili alternative per la limitazione del rischio di fuoriuscite di gas sotto azioni sismiche*

Criterio di confronto	**Valvole ad attivazione manuale**	**Valvole sismiche ad attivazione automatica**	**Valvole ad eccesso di flusso (istallazione al contatore)**	**Valvole ad eccesso di flusso (istallazione all'apparecchio)**	**Sensori di metano**	**Sistemi ibridi**
Principio di funzionamento	Sono istallate dal fornitore in corrispondenza	Interrompono automaticamente il flusso del gas	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un	Individuano la elevata concentrazione di	Sistema modulare costituito da una unità centrale di

Criterio di confronto	**Valvole ad attivazione manuale**	**Valvole sismiche ad attivazione automatica**	**Valvole ad eccesso di flusso (istallazione al contatore)**	**Valvole ad eccesso di flusso (istallazione all'apparecchio)**	**Sensori di metano**	**Sistemi ibridi**
	di ogni contatore	quando avvertono una eccitazione sismica al di sopra di una soglia di taratura	danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	gas metano e producono un segnale di allarme	controllo, sensori, dispositivi di controllo e di allarme
Requisiti di installazione e manutenzione	Nessuno, in quanto già previste come parte dell'impianto	Installazione da parte di personale qualificato	Installazione da parte di personale qualificato. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'impianto e adeguate in caso di modifiche dell'impianto.	Installazione anche da parte dell'utente. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'apparecchio e adeguate in caso di modifiche dell'apparecchio	Installazione anche da parte dell'utente.	Di solito istallazione da parte di personale qualificato (se in associazione con dispositivi di intercettazione automatica)
Benefici	Presenti in ogni impianto. Istruzioni per il loro utilizzo di solito sono presenti nelle informazioni divulgate dal fornitore	Interrompono il flusso quando il livello di eccitazione potrebbe essere sufficiente a danneggiare le tubature del gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Avvisano l'utente quando si verifica una situazione potenzialmente pericolosa, lasciandogli la scelta su come intervenire.	Sono modulari e possono essere personalizzati per varie esigenze. Ogni modulo è dotato di funzioni specifiche.
Possibili inconvenienti	Possono essere utilizzate solo se qualcuno è presente, conosce la localizzazione delle valvole e (se richiesta) dispone dell'apposita chiave per la chiusura della valvola	Si può interrompere il flusso di gas anche se non si verificano condizioni realmente pericolose. Le scosse successive alla prima possono causare l'interruzione del gas anche dopo il ripristino della fornitura. Potrebbero essere attivate da vibrazioni non causate da terremoti.	Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	Non fornisce protezione per i danni a monte del dispositivo. Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	È necessario che l'utente sia presente per udire il segnale di allarme e porre in essere le misure necessarie. Si potrebbe verificare un allarme a causa di vapori diversi dal gas metano.	
Altri aspetti	Le operazioni sulla valvola potrebbero essere difficili quando questa fosse bloccata, oppure impossibili per utenti disabili, feriti o anziani	Installazioni diffuse sul territorio potrebbero causare interruzioni generalizzate di forniture e ritardi nel ripristino. Eventuale necessità nel post-terremoto di usare il gas per rendere potabile l'acqua. Non sono sensibili ai	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Non sono sensibili allo scuotimento sismico.	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Devono essere efficaci per ogni apparecchio. Non sono sensibili allo scuotimento sismico.		

Criterio di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
		cambiamenti di flusso o di pressione.				

C8.8 INDICAZIONI AGGIUNTIVERELATIVE AI PONTI ESISTENTI

I paragrafi che seguono non hanno corrispondenza nelle NTC, essi comunque forniscono utili indicazioni per la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sui ponti esistenti.

In merito alla compatibilità idraulica si fa riferimento alle indicazioni riportate, per i ponti esistenti, ai §§ 5.1.2.3 delle NTC e C5.1.2.3.

C8.8.1 AZIONE SISMICA

Si fa riferimento a quanto previsto nel § 3 delle NTC.

C8.8.2 CRITERI GENERALI

Le disposizioni di carattere generale richiamate nel § 8.2 delle NTC nel caso dei ponti sono contenute nei: § 7.2; § 7.9.2; § 7.10.2. Qualora non sia possibile rispettare le indicazioni inerenti la "distanza tra costruzioni contigue" e gli "spostamenti relativi in appoggi mobili" occorre porre in essere idonei accorgimenti finalizzati a minimizzarne le conseguenze.

Con riferimento ai ponti gli esiti delle verifiche devono permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC ed alle norme funzionali e di sicurezza dell'esercizio.

C8.8.3 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Occorre disporre dei valori di tutte le grandezze geometriche e meccaniche che consentono una verifica del tipo indicato al § C8.8.5.

C8.8.4 MODELLO STRUTTURALE

Valgono le indicazioni al Capitolo 7 delle NTC, con particolare riferimento alla corretta rappresentazione della rigidezza.

I valori delle caratteristiche dei materiali da utilizzare nel modello sono i valori medi derivanti dalla documentazione disponibile e dalle ulteriori indagini effettuate.

C8.8.5 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche di sicurezza comportano l'esecuzione di un'analisi strutturale, di tipo lineare oppure non lineare, e di successive verifiche di resistenza e/o di deformabilità di tutti gli elementi critici dell'opera.

La valutazione della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui non sussistano le condizioni di cui al sesto capoverso del § 8.3 delle NTC.

Per quanto riguarda i metodi di analisi, con riferimento alle raccomandazioni del Capitolo 7 delle NTC valgono per i ponti esistenti le seguenti precisazioni.

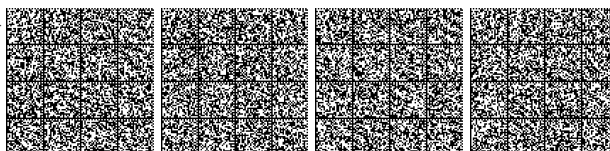
C8.8.5.1 ANALISI LINEARE STATICA

Si adottano le regole introdotte con riferimento agli edifici esistenti, di cui al § C8.7.2.2.1, per l'analisi con spettro elastico (q=1) e l'analisi con spettro di progetto (q>1).

C8.8.5.2 ANALISI LINEARE DINAMICA

Si adottano le regole introdotte con riferimento agli edifici esistenti, di cui al § C8.7.2.2.2, per l'analisi con spettro elastico (q=1) e l'analisi con spettro di progetto (q>1). Occorre altresì soddisfare i requisiti con riferimento ai ponti di nuova realizzazione al § 7.9.4.1.

C8.8.5.3 ANALISI NON LINEARE STATICA

Il metodo, nella sua versione più semplice, consiste nell'applicazione alla struttura di un sistema di forze statiche di intensità crescente fino al raggiungimento della capacità massima in termini di resistenza o di deformabilità. La struttura viene ridotta ad un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà. La domanda di spostamento al periodo dell'oscillatore equivalente T si ottiene mediante spettro di risposta inelastico. In assenza di più accurate determinazioni quest'ultimo può essere approssimato con le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} S_{Di}(T) = S_{De}(T) & T \geq T_C \\ S_{Di}(T) = \dfrac{S_{De}(T)}{q}\left[1 + (q-1)\dfrac{T_C}{T}\right] & T < T_C \end{cases} \quad \text{[C8.8.5.1]}$$

dove:

$q = mS_e(T)/F_y$

con

$m = \sum m_i \Phi_i$ e F_y la massa e la resistenza dell'oscillatore equivalente.

La verifica consiste nel controllare che la configurazione della struttura corrispondente alla domanda in spostamento del sistema equivalente produca domande di duttilità compatibili con le rispettive capacità e forze di taglio minori delle rispettive resistenze.

Si distinguono due casi:

a) *Ponti a travi semplicemente appoggiate.* I ponti costituiti da impalcati semplicemente appoggiati sulle pile sono modellabili in ogni caso come sistemi ad un grado di libertà. In direzione trasversale ciascuna pila costituisce un oscillatore semplice la cui massa *m* è data dalla somma della massa efficace della pila e della massa dell'impalcato ad essa afferente. In direzione longitudinale si distingue il caso in cui le travate siano in qualche modo vincolate ad avere uno spostamento rigido, da quello in cui ciascun sistema pila-impalcato è indipendente da quelli contigui (su ogni testa-pila un impalcato è vincolato con appoggi fissi e l'altro con appoggi scorrevoli). Nel primo caso l'intero ponte è assimilabile ad un oscillatore semplice di massa *m* pari alla somma della massa totale dell'impalcato e delle masse efficaci delle pile, e di rigidezza pari alla somma della rigidezza delle pile in direzione longitudinale. Nel secondo caso ciascuna pila è assimilabile ad un oscillatore semplice come indicato per l'analisi nella direzione trasversale.

b) *Ponti con impalcato continuo.* La versione più semplice del metodo è applicabile per ponti per i quali la massa corrispondente al primo modo di vibrazione è non inferiore all'80% della massa totale. Quando questa condizione non è soddisfatta occorre considerare più modi fino al raggiungimento di una massa modale pari all'80%. Una possibilità è quella di eseguire ripetutamente il procedimento sopra indicato con riferimento a una singola distribuzione di forze, con le distribuzioni derivanti da ciascuno dei modi considerati e ricavando per ciascun caso la corrispondente risposta in termini di distorsione degli elementi duttili. La risposta complessiva per tali elementi si ottiene quindi con la regola SRSS oppure CQC. Le sollecitazioni agenti negli elementi/meccanismi fragili si ottengono infine mediante condizioni di equilibrio. Per quanto riguarda il punto di controllo da adottare per ciascuna distribuzione di forze, l'esperienza ha mostrato che la scelta più opportuna consiste nell'assumere come punto il nodo avente la massima ampiezza modale.

C8.8.5.4 VERIFICA DEI MECCANISMI DUTTILI

Gli elementi soggetti a presso-flessione sono verificati confrontando la domanda di rotazione rispetto alla corda con la rispettiva capacità.

Le espressioni seguenti forniscono i valori medi della rotazione rispetto alla corda allo snervamento e al collasso:

$$\theta_y(N) = \phi_y(N)\frac{L_s}{3} \quad \text{[C8.8.5.2]}$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\phi_u(N) - \phi_y(N)]L_p\left(1 - \frac{0.5L_p}{L_s}\right) \quad \text{[C8.8.5.3]}$$

Nelle espressioni riportate $\phi_y(N)$ e $\phi_u(N)$ sono le curvature di snervamento e ultima della sezione trasversale dell'elemento, calcolate mediante una serie di analisi momento-curvatura della stessa effettuate per un numero discreto di valori dello sforzo normale N . Ad ogni livello dello sforzo normale, i valori delle curvature ϕ_y e ϕ_u si ottengono approssimando il diagramma $M - \phi$ con una curva bilineare. La curvatura ultima è quella minima tra la più piccola delle curvature che si ottengono imponendo ai lembi della sezione le deformazioni limite dei materiali, e quella per la quale il momento flettente diminuisce all'85% del valore massimo. Il calcolo delle deformazioni limite viene effettuato per tutti i materiali componenti la sezione dell'elemento adeguato, e cioè acciaio (in trazione) e calcestruzzo (in compressione) delle parti esistenti e di eventuali ampliamenti di sezione. Nel calcolo della deformazione limite del calcestruzzo occorre tenere conto dell'effettivo stato di confinamento. Il limite inferiore per l'acciaio può essere convenzionalmente assunto pari a $\varepsilon_{su} = 0.040$, indipendentemente dalla qualità dell'acciaio. Le lunghezze L_s e L_p sono rispettivamente la lunghezza di taglio e quella della cerniera plastica. In assenza di più accurate determinazioni, quest'ultima può essere assunta pari a $L_p = 0.1L_s$.

Nel caso di verifica allo SLC la capacità di rotazione rispetto alla corda da utilizzare vale:

$$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N) \qquad [C8.8.5.4]$$

con $\gamma_{el} = 1.5$. Nel caso di verifica allo SLV la capacità è pari a ¾ di quella per lo SLC.

C8.8.5.5 VERIFICA DEI MECCANISMI FRAGILI

Il valore di verifica della domanda per sollecitazione di taglio è:

- quello fornito dall'analisi, se a entrambe le estremità dell'elemento la distorsione non supera il valore di snervamento (l'elemento è elastico);
- quello equilibrato dai momenti di estremità, limitati al loro valore di snervamento quando risulta $\theta > \theta_y$ per una o entrambe le estremità.

La capacità resistente a taglio deve essere valutata in accordo a modelli di comprovata validità. Ad esempio, può essere la formula seguente che fornisce la resistenza come somma dei contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale e delle armature trasversali:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad V_c = 0.8 A_c k \sqrt{f_c} \quad V_N = N \frac{h\text{-}x}{2L_s} \quad V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_y z \quad [C8.8.5.5]$$

dove A_c, A_{sw} sono rispettivamente l'area della sezione di calcestruzzo interna alle staffe e quella dell'armatura trasversale, *h, x* e z l'altezza efficace della sezione, la profondità dell'asse neutro e il braccio delle forze interne, *s* il passo delle staffe. Il parametro $k = k(\mu_\Delta)$ varia in generale tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento tra 1 e 4) e tiene conto del degrado ciclico del contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio.

Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{el} = 1.25$.

C8.8.6 FONDAZIONI E SPALLE

Per quanto riguarda la verifica delle fondazioni e delle spalle valgono le indicazioni di cui al §7 delle NTC.

C8.8.7 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Le tipologie di intervento sui ponti sono descritte nel § 8.4 delle NTC.

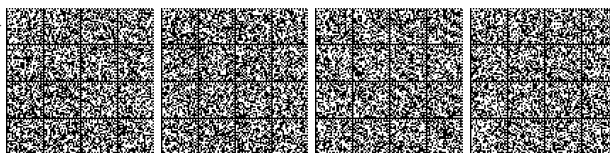
Interventi di riparazione o locali

Purché il numero delle corsie fisiche non sia incrementato, e ove non ricorrano gli estremi per l'esecuzione di interventi di miglioramento o adeguamento, possono rientrare in questa categoria i seguenti interventi:

- Sostituzione dei vincoli, a condizione che ciò non comporti una variazione di rigidezza del sistema "pile-vincoli" superiore al 10%.
- Allargamento della piattaforma dedicata all'esercizio principale dell'infrastruttura (al fine di aumentare la superficie carrabile, ovvero la superficie disponibile per il transito ciclo-pedonale). In tal caso le verifiche dell'impalcato devono essere effettuate, in generale, considerando i carichi variabili previsti dalle NTC. E' possibile, con adeguata motivazione e adottando apposite limitazioni d'uso, considerare i carichi variabili previsti nel progetto dell'impalcato originario.
- Sostituzione degli impalcati. Le verifiche dell'impalcato di nuova realizzazione, in generale, devono essere effettuate considerando i carichi da traffico previsti dalle NTC. Per i ponti ferroviari, considerando che tutte le linee ferroviarie esistenti sono classificate secondo i massimi carichi ammessi a circolare, le verifiche dell'impalcato di nuova realizzazione possono essere effettuate adottando i carichi da traffico previsti nel progetto dell'impalcato originario, ovvero utilizzando i carichi relativi alla categoria di linea cui l'opera appartiene.
- La combinazione degli interventi indicati nei punti precedenti, purché essa non determini la necessità di interventi di miglioramento o adeguamento

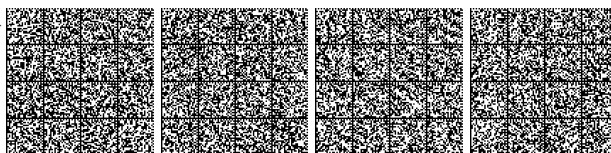
Interventi di miglioramento

Possono ricadere in questa in questa categoria i seguenti interventi:

- Interventi finalizzati ad accrescere la capacità dell'opera nel suo insieme.
- Interventi finalizzati a mitigare gli effetti dell'azione sismica. Possono rientrare in questa fattispecie anche gli interventi che modificano lo schema statico della travata (ad esempio mediante l'uso di nuovi impalcati a trave continua o mediante la creazione di una catena cinematica tra campate adiacenti) con o senza l'impiego di sistemi di isolamento e/o dissipazione, purché non determinino incremento delle sollecitazioni trasmesse alla sottostruttura.

- La combinazione degli interventi indicati nei punti precedenti, purché essa non determini la necessità di interventi di adeguamento.

Interventi di adeguamento

Per gli interventi di adeguamento conseguiti mediante idonei accorgimenti mirati a mitigare gli effetti dell'azione sismica sull'opera, la valutazione della sicurezza può essere limitata alle sole strutture di elevazione solo nel caso in cui, oltre a non sussistere le condizioni di cui al sesto capoverso del § 8.3 delle NTC, non siano previsti interventi di rinforzo delle strutture originarie in elevazione. Possono rientrare in questa fattispecie gli interventi che modificano lo schema statico della travata (ad esempio mediante l'uso di nuovi impalcati a trave continua o mediante la creazione di una catena cinematica tra campate adiacenti) con o senza l'impiego di sistemi di isolamento e/o dissipazione.

Ove non ricorrano condizioni diverse, gli interventi inerenti l'adeguamento sismico di infrastrutture esistenti progettate e realizzate antecedentemente alla classificazione sismica dell'area su cui insistono o nel rispetto di una normativa tecnica antecedenti delle Norme Tecniche possono inquadrarsi nella lettera c) del § 8.4.3, per essi, pertanto, si può assumere ζ_E=0,80.

CAPITOLO **C9.**

COLLAUDO STATICO

C9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il Capitolo 9 delle NTC detta le disposizioni per l'esecuzione del collaudo statico ed individua, come oggetto di questa attività, tutte le opere e componenti strutturali, rientranti nel campo di applicazione delle NTC, comprese nel progetto ed eventuali varianti, depositati presso gli organi di controllo secondo le modalità individuate da leggi e norme vigenti.

In generale, il collaudo statico deve essere eseguito in corso d'opera. Ne discende l'importanza da attribuire a questa attività che, di fatto, si svolge in parallelo all'azione del Direttore dei Lavori ed accompagna tutto l'iter della fase realizzativa di una costruzione.

Per svolgere questa attività è fondamentale il possesso, da parte del professionista incaricato, di un'adeguata preparazione e competenza tecnica, in relazione alla tipologia, dimensione, specificità dell'opera da collaudare, unita ad una consapevolezza dell'importanza dell'attività stessa e delle responsabilità connesse.

Il collaudo statico, così inteso, deve essere effettuato per tutte le costruzioni, le opere geotecniche, le opere di protezione ambientale quando presentino componenti rilevanti ai fini strutturali, gli interventi di adeguamento e miglioramento delle costruzioni esistenti di cui al Capitolo 8 delle NTC.

Dovendo il collaudo statico riguardare l'intero contenuto del progetto strutturale, nonché delle relative eventuali varianti depositate presso gli uffici competenti, esso comprende anche una valutazione delle previsioni progettuali relative ad elementi non strutturali - qualora riportati negli elaborati progettuali depositati agli organi di controllo - i quali, come indicato nel Capitolo 7 delle NTC, assumono rilevanza nel comportamento dinamico dell'opera, in termini di incolumità delle persone, danni e funzionalità dell'opera stessa. Il Committente o il Costruttore, nel caso in cui quest'ultimo esegua in proprio la costruzione, possono richiedere al Collaudatore statico l'esecuzione di collaudi statici parziali riguardanti parti completamente indipendenti della struttura, nonché, quando previsto da specifiche disposizioni in materia, collaudi statici provvisori; detti certificati parziali o provvisori potranno consentire l'uso della costruzione o di alcune sue parti, nei limiti espressi dal certificato medesimo.

Il collaudo statico comprende:

- Adempimenti tecnici: volti alla formazione del giudizio del Collaudatore sulla sicurezza e stabilità dell'opera nel suo complesso, includendo le interazioni della struttura con il terreno, le strutture di fondazione, le strutture in elevazione, gli elementi non strutturali - qualora riportati negli elaborati progettuali depositati agli organi di controllo -, nonché sulla rispondenza ai requisiti prestazionali indicati in progetto, con particolare riferimento alla vita nominale, alle classi d'uso, ai periodi di riferimento e alle azioni sulle costruzioni.
- Adempimenti amministrativi: volti ad accertare l'avvenuto rispetto delle procedure tecnico-amministrative previste dalle normative vigenti in materia di strutture.

Il Collaudatore statico è tenuto a verificare la correttezza delle prescrizioni formali e sostanziali della progettazione strutturale in conformità alla normativa vigente di settore.

Il Collaudatore statico, pertanto, è tenuto ad effettuare:

a) un controllo generale sulla regolarità delle procedure amministrative seguite nelle fasi precedenti; si citano ad esempio: il deposito presso gli uffici tecnici competenti, il rilascio dell'autorizzazione sismica, quando prevista, etc.;
b) l'ispezione generale dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali, con specifico riguardo alle strutture più significative, da confrontare con il progetto depositato di cui al punto a), conservato in cantiere; la ricognizione generale deve avvenire alla presenza del Direttore dei lavori e del rappresentante del Costruttore; per ciascuna visita di ispezione deve essere redatto un apposito verbale controfirmato dagli intervenuti alla visita e trasmesso al Committente; i diversi verbali devono essere poi allegati al Certificato di collaudo statico;
c) l'esame dei certificati relativi alle prove sui materiali; detto esame deve essere finalizzato a verificare che:
   - il numero dei prelievi effettuati sia coerente con le dimensioni della struttura;
   - il laboratorio che ha emesso i certificati sia in possesso dell'autorizzazione prevista dall'art.59 del D.P.R. n.380/2001;
   - i certificati siano conformi alle relative indicazioni fornite dal Capitolo 11 delle NTC. In particolare occorre verificare: che nel certificato sia chiaramente indicato il cantiere di cui trattasi, che sia riportato il nominativo del Direttore dei lavori, che vi sia la conferma che il Direttore dei lavori ha regolarmente sottoscritto la richiesta di prove al laboratorio, che siano indicati gli estremi dei verbali di prelievo dei campioni;
   - i risultati delle prove rispondano ai criteri di accettazione fissati dalle norme tecniche, in particolare di quelle del Capitolo 11 delle NTC, con le precisazioni di cui al Capitolo C11.
d) l'acquisizione e l'esame della documentazione di origine relativa a tutti gli eventuali materiali e prodotti, previsti in progetto, soggetti alla qualificazione di cui al Capitolo 11, paragrafo 11.1, punti A), B) e C) delle NTC; in particolare, nel caso di strutture dotate di dispositivi di isolamento sismico e/o di dissipazione, il certificato di collaudo statico deve prevedere l'acquisizione dei relativi documenti di origine, forniti dal produttore e dei certificati relativi:
   - alle prove sui materiali;
   - alla qualificazione dei dispositivi utilizzati;

- alle prove di accettazione in cantiere disposte dal Direttore dei Lavori. In tal caso è fondamentale il controllo della posa in opera dei dispositivi, del rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte in fase di progetto.

Sulla base dell'esito del predetto esame, il Collaudatore statico può prevedere, eventualmente, l'esecuzione di prove complementari, come previsto al § 11.2 delle NTC;

Il Collaudatore statico ha facoltà di disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento, atte a verificare il comportamento della costruzione nei riguardi delle azioni di tipo sismico.

e) l'esame dei verbali delle prove di carico eventualmente fatte eseguire dal Direttore dei Lavori, tanto su strutture in elevazione che in fondazione, controllando la corretta impostazione delle prove in termini di azioni applicate, tensioni e deformazioni attese, strumentazione impiegata per le misure;

f) l'esame dell'impostazione generale del progetto dell'opera, degli schemi di calcolo utilizzati e delle azioni considerate;

g) l'esame delle indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione in conformità delle vigenti norme; particolare attenzione dovrà essere posta, in tal senso, a verificare la presenza, nella documentazione progettuale, della Relazione geologica (redatta da un Geologo) e della Relazione geotecnica (redatta dal Progettista), verificando che in quest'ultima siano presenti i certificati delle indagini geotecniche – rilasciati da uno dei laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n.380/2001 – posti a base delle scelte progettuali inerenti le fondazioni e le relative verifiche;

h) la convalida dei documenti di controllo qualità ed il registro delle non-conformità, per quanto di competenza, nel caso in cui l'opera sia eseguita in procedura di garanzia di qualità. Qualora vi siano non conformità irrisolte, il Collaudatore statico deve interrompere le operazioni e non può concludere il collaudo statico. Tale circostanza dovrà essere comunicata dal Collaudatore statico al Responsabile di gestione del Sistema Qualità, al Committente, al Costruttore, al Direttore dei lavori, per l'adozione delle opportune azioni correttive o preventive sul Sistema Qualità ai fini della correzione o prevenzione delle non conformità, secondo le procedure stabilite nel Manuale di gestione del sistema qualità;

i) l'esame della Relazione a struttura ultimata, redatta dal Direttore dei Lavori, come prescritto dalle vigenti disposizioni di legge.

Il Collaudatore statico può richiedere, quando a propria discrezione lo ritenga necessario, ulteriori accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche, utili per la formazione di un definitivo convincimento sulla sicurezza, durabilità e collaudabilità dell'opera.

In particolare il Collaudatore statico potrà richiedere di effettuare:

- *prove di carico*;
- *prove sui materiali messi in opera*, eseguite secondo le specifiche norme afferenti a ciascun materiale previsto nelle vigenti norme tecniche di settore;
- *monitoraggio programmato* di grandezze significative del comportamento dell'opera, da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

Al termine di questo processo il Collaudatore potrà concludere le sue attività rilasciando il Certificato di collaudo statico, nel quale deve attestare esplicitamente la collaudabilità delle strutture.

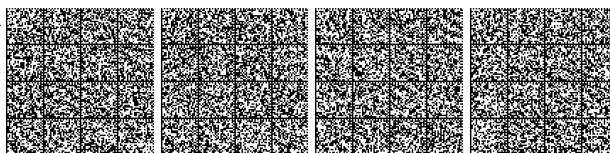
Qualora il Collaudatore riscontri criticità tali da compromettere le prestazioni dell'opera, esclusa ogni possibilità di risolvere- da parte del Committente, del Costruttore, del Direttore dei Lavori e del Progettista - le criticità rilevate, il Collaudatore conclude le proprie attività rilasciando il Certificato riportante la motivata non collaudabilità delle strutture.

I contenuti del Certificato di collaudo statico devono prevedere:

- una relazione sul progetto strutturale, sui documenti esaminati e sulle eventuali attività integrative svolte;
- i verbali delle visite effettuate, con la descrizione delle operazioni svolte;
- la descrizione dell'eventuale programma di monitoraggio, di cui devono essere indicati tempi, modi e finalità, che il Collaudatore stesso ritenga necessario prescrivere al Committente;
- le risultanze del processo relativo alle eventuali prove di carico eseguite, come descritte nel p.to C9.2;
- le eventuali raccomandazioni/prescrizioni al Committente e al Direttore dei Lavori, quando previsto dalle vigenti norme, in ordine alla futura posa in opera di elementi non strutturali e/o impianti, come sopra richiamato e come indicato nel Capitolo 7 delle NTC;
- il giudizio sulla collaudabilità o non collaudabilità delle strutture, anche ai fini della relativa manutenzione.

Per le costruzioni esistenti, il collaudo statico deve essere redatto per gli interventi di adeguamento e miglioramento, applicando i criteri di collaudo statico relativi alle nuove opere, salvo quanto aggiunto, desumibile e/o diversamente indicato nel Capitolo 8 delle NTC e nel Capitolo C8.

Per gli interventi locali nelle costruzioni esistenti, le norme vigenti non prevedono il collaudo statico; è raccomandata comunque la redazione di una Relazione sugli interventi eseguiti, a cura del Direttore dei Lavori.

A richiesta del Committente, nell'ambito della procedura di collaudo statico, può essere effettuata la revisione dei calcoli, da compensarsi a parte.

C9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, sia quelle esplicitamente disposte dalle NTC – quando non vi abbia provveduto la Direzione dei Lavori – sia quelle ritenute comunque necessarie dal Collaudatore statico, hanno la finalità di identificare la corrispondenza fra comportamento teorico e sperimentale.

Il programma delle prove richieste dal Collaudatore statico, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese (deformazioni, livelli tensionali, reazione dei vincoli, ecc.), deve essere:

- sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione;
- reso noto al Progettista, perché ne verifichi la compatibilità con il progetto strutturale;
- reso noto al Costruttore per accettazione.

Nel caso di mancata convalida da parte del Progettista o di non accettazione da parte del Costruttore, il Collaudatore statico, con relazione motivata, potrà chiederne l'esecuzione al Direttore dei Lavori, ovvero dichiarare l'opera non collaudabile.

Di questo processo deve essere redatta idonea documentazione attestante gli esiti, anche formali, dei passaggi e delle azioni delle figure sopra richiamate.

Le prove di carico devono essere svolte con le modalità indicate dal Collaudatore statico, mentre la loro materiale attuazione è affidata al Direttore dei lavori, ciascuno assumendone la relativa responsabilità.

Nelle prove si deve tenere conto di quanto indicato nel Capitolo 4 delle NTC per i vari materiali. Per i ponti si deve tenere conto, inoltre, di quanto prescritto ai §§ 5.1 e 5.2 delle NTC ed ai corrispondenti paragrafi della presente Circolare, rispettivamente per i ponti stradali e per quelli ferroviari.

Le prove di carico devono consentire di valutare il comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio; a tale scopo deve essere applicata, quando possibile, la combinazione di carichi tale da indurre le sollecitazioni massime di esercizio. A tal fine, deve essere effettuato uno specifico calcolo della struttura o dell'elemento strutturale esaminato, applicando le azioni previste per la prova e determinando quindi lo stato tensionale e deformativo con il quale confrontare i risultati della prova stessa.

In relazione al tipo di struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute in più cicli.

Esse vanno condotte verificando, durante il loro svolgimento, che:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- non si producano fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata come sopra indicato.

Il Collaudatore statico dovrà a priori stabilire un congruo numero di prove ovvero di cicli di prova a seconda del componente o della struttura da collaudare.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore ed in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate con prove dinamiche che consentano di giudicare il comportamento dell'opera attraverso la risposta dinamica della struttura; le prove di carico dinamiche possono essere anche sostitutive di quelle di tipo statico, in forza della specialità dell'opera e delle condizioni al contorno in cui la prova può essere eseguita.

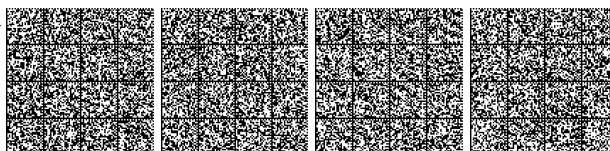
Il giudizio sull'esito delle prove è responsabilità del Collaudatore statico.

C9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, devono essere eseguiti idonei controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto. È inoltre fondamentale il controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto per quanto attiene in particolare: le tolleranze ammesse, le disposizioni delle armature integrative, i giunti, il corretto montaggio dei dispositivi di vincolo.

Il giudizio del Collaudatore statico sulla sicurezza dell'opera dovrà essere sempre riferito all'intero organismo strutturale.

C9.2.2 PONTI STRADALI

Oltre a quanto specificato nel precedente § C9.2, il Collaudatore statico deve controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di spostamenti, rotazioni etc, siano comparabili con quelle previste nel calcolo della struttura effettuato con le azioni di prova; in genere le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come sopra indicato, non dovrebbero risultare superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dovrebbero dimostrare che le deformazioni residue tendono ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate nel § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche devono essere integrate con prove dinamiche che misurino la risposta del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

C9.2.3 PONTI FERROVIARI

Le prove sui ponti ferroviari devono essere eseguite sulla base di un piano dettagliato predisposto dal Collaudatore statico con riferimento ai calcoli strutturali ed ai loro esiti.

Oltre a quanto specificato al precedente § C9.2, le prove di carico devono essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali, controllando che le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate nel § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

C9.2.4 PONTI STRADALI E FERROVIARI CON DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

Nel collaudo statico di tali strutture è di fondamentale importanza il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto. Il Collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che il comportamento della costruzione corrisponda a quello atteso.

CAPITOLO C10.

REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

Le norme di cui al Capitolo 10 delle NTC, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli Uffici preposti nonché criteri per la loro verifica e validazione.

Anche per la progettazione geotecnica e per le costruzioni esistenti si applicano i criteri di redazione della progettazione strutturale di cui al Capitolo 10 delle NTC, salvo quanto aggiunto e/o diversamente indicato rispettivamente nei Capitoli 6 e 8 delle NTC e nei Capitoli C6 e C8.

Per la redazione dei progetti degli interventi strutturali di edifici tutelati ai sensi del D.Lgs. 42/2006 si fa riferimento alle specifiche disposizioni del settore, di legge e regolamentari.

C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

La disciplina dei contenuti della progettazione esecutiva strutturale che riguarda, essenzialmente, la redazione della relazione di calcolo e di quelle specialistiche annesse (geologica, geotecnica, sismica ecc.), degli elaborati grafici e dei particolari costruttivi nonché del piano di manutenzione, salvo diverse disposizioni normative di settore, trova riferimento:

- nel T.U. dell'edilizia D.P.R. n. 380/2001 di cui vanno osservate modalità e procedure;
- nel vigente Codice dei contratti pubblici di lavori, servizi e forniture;
- nel decreto relativo ai livelli della progettazione, di cui all'articolo 23, comma 3 del sopra citato Codice.

In ogni caso il progetto deve essere redatto in modo da "*assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e di evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità*" (D.P.R. n. 380/2001 art. 64) ed escludere, per quanto possibile, "*la necessità di variazioni in corso di esecuzione*".

A tale scopo il § 10.1 delle NTC prescrive che il progetto strutturale, tenuto conto dei riferimenti legislativi sopra richiamati, debba essere informato a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti, che definiscano compiutamente l'intervento da realizzare, comprensivo degli aspetti costruttivi e, ove previsti, di montaggio, restando esclusi soltanto i piani operativi di cantiere e i piani di approvvigionamento (ad esempio intesi come distinte dei materiali).

Il progetto strutturale si compone dei seguenti elaborati:

1) relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera, dei criteri generali di analisi e di verifica, nonché degli esiti delle elaborazioni di calcolo;
2) relazione sui materiali;
3) elaborati grafici, particolari costruttivi;
4) piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
5) relazioni specialistiche sui risultati sperimentali forniti dalle indagini eseguite.

La progettazione esecutiva delle strutture è effettuata unitamente alla progettazione esecutiva delle opere civili al fine di prevedere ingombri, passaggi, cavedi, sedi, attraversamenti e simili e di definire e ottimizzare le fasi di realizzazione.

I calcoli esecutivi delle strutture e le relative verifiche, nell'osservanza delle normative vigenti, possono essere eseguiti anche mediante utilizzo di programmi informatici, avendo cura in ogni caso di riportare in dettaglio la definizione ed il dimensionamento delle strutture stesse in ogni loro aspetto generale e particolare, in modo da limitare il più possibile la necessità di variazioni in corso d'opera.

Relazione di calcolo strutturale

La relazione di calcolo strutturale deve comprendere almeno:

- l'illustrazione dell'opera nel suo complesso, del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile; la definizione delle caratteristiche della costruzione (localizzazione, destinazione e tipologia, dimensioni principali) e delle interferenze, in particolare con le costruzioni esistenti limitrofe; le caratteristiche geomorfologiche e topografiche del sito ove l'opera viene realizzata. Analogamente, nel caso di intervento sull'esistente, non si può prescindere dalla accurata descrizione del sito sul quale ricade l'opera esistente sulla quale si interviene e delle caratteristiche dell'opera stessa;
- le normative di riferimento;
- la descrizione del modello strutturale, correlato con quello geotecnico, ed i criteri generali di analisi e verifica;
- la presentazione e la sintesi dei risultati, preferibilmente anche in forma grafica.

Relazione sui materiali

La relazione sui materiali deve descrivere le caratteristiche dei materiali ed i prodotti per uso strutturale previsti nel progetto, evidenziandone la corrispondenza alle specifiche di progetto ed alle disposizioni delle NTC, in termini di identificazione e qualificazione con riferimento alle prescrizioni contenute nel Capitolo 11 delle NTC.

Atteso che i materiali ed i prodotti di cui è prevista in progetto l'utilizzazione, devono essere poi sottoposti alle procedure ed alle prove sperimentali di accettazione, prescritte nelle NTC, queste devono essere dettagliatamente richiamate nella Relazione sui materiali.

Una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione programmata, sono necessari per garantire la durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture; indicare gli accorgimenti adottati ai fini della durabilità è altresì essenziale affinché i livelli di sicurezza previsti vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera.

Elaborati grafici

Gli elaborati grafici del progetto strutturale devono comprendere almeno:

- tutti i disegni che definiscono il progetto architettonico e d'insieme (planimetrie, piante, sezioni delle opere e del terreno con la sua sistemazione, prospetti, ecc.), sui quali va riportata con evidenza l'esatta posizione delle strutture e del loro ingombro, a tutti i livelli comprese le fondazioni rispetto al terreno. Nel caso di interventi previsti su costruzioni esistenti, i disegni devono riportare un dettagliato rilievo delle strutture esistenti sulle quali si interviene;
- la rappresentazione degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture;
- tutti i disegni in fondazione ed in elevazione, in scala adeguata, accuratamente quotati della carpenteria delle strutture (piante e sezioni) e degli interventi sulle strutture esistenti, con la precisa indicazione della foronomia prevista per cavedi e passaggio di impianti ed apparecchiature.

In particolare, gli elaborati grafici di insieme (carpenterie, profili e sezioni) da redigere in scala non inferiore ad 1:50, e gli elaborati grafici di dettaglio da redigere in scala non inferiore ad 1:10, devono contenere fra l'altro:

- per le strutture in cemento armato o in cemento armato precompresso: i tracciati dei ferri di armatura con l'indicazione delle sezioni e delle misure parziali e complessive, del copriferro e dell'interferro, nonché i tracciati delle armature per la precompressione; resta esclusa soltanto la compilazione delle distinte di ordinazione a carattere organizzativo di cantiere;
- per le strutture metalliche o lignee o realizzate con altri materiali composti per elementi: tutti i profili e i particolari relativi ai collegamenti, completi nella forma e spessore delle piastre, del numero e posizione di chiodi e bulloni, dello spessore, tipo, posizione e lunghezza delle saldature; resta esclusa soltanto la compilazione dei disegni di officina e delle relative distinte pezzi;
- per le strutture murarie, tutti gli elementi tipologici e dimensionali atti a consentirne l'esecuzione.

Nelle strutture che si identificano con l'intero intervento, quali ponti, viadotti, pontili di attracco, opere di sostegno delle terre e simili, il progetto esecutivo deve essere completo di particolari esecutivi di tutte le opere integrative.

Su ogni elaborato grafico vanno indicati la classe e le caratteristiche del calcestruzzo, il tipo di acciaio o di ogni altro metallo, la tipologia dei solai e le caratteristiche del legno e di ogni materiale e prodotto da impiegarsi.

Particolari costruttivi

I particolari costruttivi vanno definiti, numerati ed indicati sugli elaborati grafici di insieme del progetto strutturale; devono essere progettati in conformità alle indicazioni delle NTC per ogni tipologia di nuova struttura o di intervento sulle costruzioni esistenti; inoltre devono illustrare, a titolo indicativo e non esaustivo:

- ogni tipo di sezione e di nodo con le posizioni delle armature provenienti da qualsiasi direzione;
- i solai;
- le giunzioni degli elementi di carpenteria metallica;
- i dispositivi di ancoraggio dei cavi di precompressione;
- gli apparecchi e i dispositivi di ogni tipo (appoggi, respingenti, isolatori, ecc.);
- l'ancoraggio alla struttura degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture;
- i prodotti, in particolare prefabbricati, da impiegarsi, nonché il dettaglio della carpenteria di fori da predisporre per il passaggio di impianti, di apparecchi ecc. con le relative armature metalliche.

Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera

Il piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture - coordinato con quello generale della costruzione - costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Esso va corredato, in ogni caso, del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

Relazioni specialistiche

Quando previsto dalle NTC, fanno parte integrante del progetto e possono essere eventualmente redatte da uno specialista, ferma restando la responsabilità del progettista dell'opera, le seguenti relazioni specialistiche:

1) Relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito (§ 6.2.1 delle NTC e § C 6.2.1);
2) Relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC e § C 6.2.2);
3) Relazione sulla modellazione sismica concernente la "*pericolosità sismica di base*" del sito di costruzione (§ 3.2 delle NTC e § C3.2), contenente il riferimento a tutti i parametri ed i coefficienti in base ai quali sono state determinate le azioni sismiche da applicare.

C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

C10.2.1 RELAZIONE DI CALCOLO

La Relazione di calcolo deve essere redatta dal progettista con tutta la cura necessaria affinché la presentazione delle impostazioni del calcolo e dei risultati finali ne garantisca la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

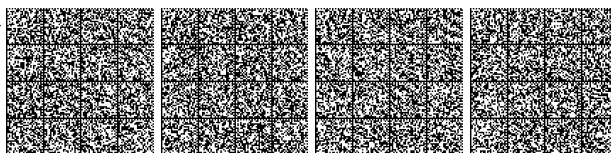
La relazione di calcolo, a tal fine, oltre a quanto già precisato al precedente § C10.1, deve comprendere, senza ambiguità ed in modo esaustivo:

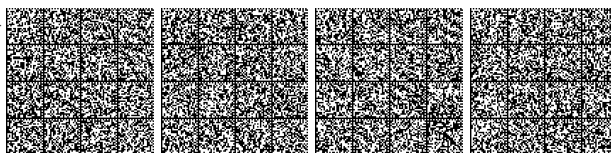
a) il tipo di analisi svolta
   - a.1) analisi statica o dinamica, lineare o non lineare;
   - a.2) il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale;
   - a.3) le metodologie seguite per le verifiche o per il progetto-verifica delle sezioni;
   - a.4) le combinazioni di carico adottate;
   - a.5) i criteri seguiti per la modellazione;
b) informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo:
   - b.1) titolo, autore, produttore, distributore, versione, estremi della licenza o di altro titolo d'uso;
   - b.2) documentazione fornita dal produttore e dal distributore a corredo del programma:
     - una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
     - l'individuazione dei campi d'impiego;
     - i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione;
   - b.3) l'esame preliminare, condotto dal progettista delle strutture, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
   - b.4) l'esame della documentazione fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma;

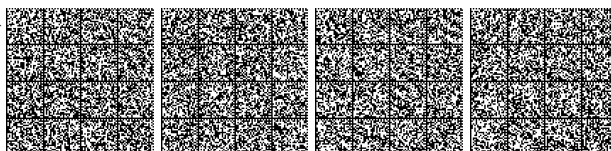
Particolare attenzione assume quindi la modalità di presentazione dei risultati, che deve costituire una sintesi completa ed efficace, capace di riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

I valori numerici di ogni elaborazione, preceduti dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, devono essere sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura e delle configurazioni delle deformate, rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di inviluppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Al fine delle verifiche e della valutazione del comportamento complessivo della struttura, devono essere chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

Si sottolinea, infine, l'importanza della disposizione contenuta nelle NTC, per cui i tabulati forniti dai programmi di calcolo, cui la Relazione di calcolo deve fare riferimento, non devono far parte integrante della Relazione stessa, ma costituirne un allegato. Tale disposizione ha il fine di impedire che, come talvolta accade, la Relazione di calcolo sia costituita essenzialmente dal solo tabulato dei calcoli fornito dal programma utilizzato, rendendo estremamente difficile se non talvolta impossibile, da parte degli organi e/o delle figure preposte ad un eventuale controllo, riscontrare tutte quelle informazioni sull'impostazione progettuale, i parametri ed i coefficienti scelti, gli elementi strutturali più sollecitati, come sopra descritti, che devono essere posti a base della Relazione di calcolo vera e propria.

C10.2.2 VALUTAZIONE INDIPENDENTE DEL CALCOLO

Nel caso di opere di particolare importanza, ritenute tali dal Committente, il progettista delle strutture deve effettuare un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni; può essere utile, in taluni casi, il confronto con i risultati ottenuti dalla ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture; la ripetizione del calcolo deve essere eseguita generalmente mediante l'impiego di programmi automatici diversi da quelli impiegati originariamente.

CAPITOLO C11.

MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Il Capitolo 11 delle NTC tratta le procedure di identificazione, di qualificazione e di accettazione in cantiere dei materiali e prodotti per uso strutturale, con una formulazione finalizzata, fra l'altro, a definire con chiarezza i compiti assegnati ai vari soggetti coinvolti (progettista, fabbricante o produttore, direttore dei lavori, appaltatore, collaudatore, etc.).

Ciò consente la chiara identificazione da parte del fabbricante dei materiali e prodotti e delle relative caratteristiche tecniche e prestazionali nonché la qualificazione dei prodotti stessi mediante le specifiche procedure indicate al § 11.1 delle NTC (casi A, B e C). A seguito di tali procedure, i progettisti e gli utilizzatori dei prodotti potranno valutare l'idoneità del prodotto qualificato allo specifico uso richiesto per una determinata opera ed i soggetti preposti alla vigilanza ed al controllo potranno verificare la conformità del prodotto stesso a quanto indicato nelle NTC o negli elaborati progettuali.

Al riguardo si evidenzia quanto segue:

1. Le suddette NTC disciplinano in particolare le procedure di qualificazione dei materiali e prodotti per uso strutturale da parte del fabbricante in fase di produzione, affinché tali materiali e prodotti possano essere utilizzati nelle successive fasi di progettazione, posa/installazione, collaudo e manutenzione delle opere ed in particolare degli elementi strutturali che prioritariamente assicurano e/o contribuiscono alla sicurezza strutturale delle opere stesse. Ciò assume particolare rilievo anche allo scopo di meglio definire e distinguere le responsabilità che sono proprie delle diverse figure professionali direttamente operanti nell'ambito della norma.
2. Il termine "*prodotto*" (come definito nel Regolamento UE 305/2011, nel seguito CPR- *Construction Products Regulation*) ha un significato estensivo che spazia dal materiale al sistema e che configura come "*prodotto da costruzione*" qualsiasi prodotto fabbricato e immesso sul mercato al fine di essere permanentemente incorporato in un'opera o in una sua parte.
3. Si intendono, per "*materiali e prodotti per uso strutturale*", Articolo 2, comma 1, lett. *l*), del D.Lgs. 106/2017, "i materiali e prodotti che prioritariamente assicurano o contribuiscono alla sicurezza strutturale ovvero geotecnica delle opere stesse e che consentono ad un'opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito di base delle opere n.1 «Resistenza meccanica e stabilità», di cui all'Allegato I del regolamento (UE)n. 305/2011"; tali materiali e prodotti *strutturali* consentono quindi di soddisfare i requisiti previsti in termini di rispetto degli stati limite, ultimi e di esercizio, nonché di durabilità e robustezza, previsti negli altri Capitoli delle NTC, ivi compresi gli aspetti geotecnici.

In sintesi, dunque, la caratteristica che consente di identificare "materiali e prodotti per uso strutturale" è la "destinazione d'uso", che si intende prioritariamente strutturale.

C11.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda le modalità di qualificazione ed identificazione, da parte del fabbricante, prima dell'immissione sul mercato e quindi dell'impiego, dei materiali e prodotti, viene opportunamente specificato quali siano i possibili casi di riferimento:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata;

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme;

C) materiali e prodotti per uso strutturale non ricadenti in uno dei due casi indicati con le lettere A) e B) o comunque non citati nel presente Capitolo, per i quali il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE, valida su tutto il territorio dello spazio economico europeo, sulla base di una pertinente Valutazione Tecnica Europea (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Valutazione Tecnica, valido esclusivamente sul territorio nazionale, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ove disponibili.

Tale ultima indicazione chiarisce che è possibile pervenire al rilascio di un Certificato di Valutazione Tecnica anche in assenza di Linee guida già predisposte, purché sulla base di documenti tecnici di comprovata validità scientifica e di procedure tecnico amministrative già elaborate dal Servizio Tecnico Centrale o dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e comunque tali da assicurare livelli di sicurezza non inferiori a quelli previsti dalle NTC per altri prodotti o materiali.

Circa i concetti sopraesposti, si riportano, di seguito, alcuni chiarimenti riguardo ai termini utilizzati.

«*Fabbricante*» - (articolo 2, n.19, del CPR) È colui che immette uno specifico prodotto da costruzione sul mercato, per un determinato uso, assumendosene le relative responsabilità riguardo alle prestazioni dichiarate ed alla conformità ai requisiti applicabili stabiliti nel CPR e nelle NTC.

«*Norma europea armonizzata*»o *"Norma armonizzata"* - (articolo 2, n.11, del CPR) Costituisce il documento di cui all'art. 17 del CPR ed è predisposta da uno degli organismi europei di normalizzazione di cui all'allegato I della direttiva 98/34/CE (nel settore delle costruzioni si tratta essenzialmente del CEN). Gli estremi di ciascuna norma armonizzata, una volta approvata, sono pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea (nel seguito GUUE) a cura della Commissione, con indicazione del periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della norma stessa non è obbligatoria. Al termine di tale periodo possono essere immessi sul mercato soltanto i prodotti da costruzione valutati in base alla norma armonizzata di riferimento e le pertinenti norme nazionali sono ritirate. La pubblicazione dei testi delle norme europee armonizzate è compito dei singoli

Organismi nazionali di normazione (per l'Italia l'UNI) che ne predispongono generalmente una versione nella propria lingua. Può accadere che la datazione della versione nazionale di una norma europea armonizzata non coincida con quella originaria. Ciascuna norma armonizzata, predisposta sulla base di uno specifico Mandato della Commissione Europea, in applicazione del CPR, contiene un "Allegato ZA" che identifica i paragrafi della norma che appartengono alla parte "armonizzata" della norma stessa e che quindi diventano cogenti ai sensi del CPR e da applicarsi, quindi, nella procedura di marcatura CE.

«*Marcatura CE*» - Attualmente, ai sensi del CPR, la Marcatura CE indica fondamentalmente che un prodotto da costruzione risponde alle pertinenti Norme armonizzate, oppure è conforme ad una Valutazione Tecnica Europea (in inglese ETA - *European Technical Assessment*), rilasciata ai sensi della procedura di cui al Capo IV ed all'Allegato II del CPR. Le indicazioni in merito alla Marcatura CE (etichetta e documenti di accompagnamento), sono esplicitamente comprese in ogni Allegato ZA di una norma armonizzata di prodotto. Tali informazioni devono essere riportate, in relazione alle effettive possibilità, prioritariamente sul prodotto stesso, altrimenti su un'etichetta ad esso applicata, ovvero sul suo imballo, oppure far parte dei Documenti di Trasporto (DdT). Esse devono essere riprodotte in modo visibile, leggibile ed indelebile.

«*Valutazione Tecnica Europea (ETA)*» - L'articolo 2 del CPR definisce la Valutazione Tecnica Europea come "*Valutazione documentata della prestazione di un prodotto da costruzione in relazione alle sue caratteristiche essenziali conformemente al rispettivo documento per la valutazione europea*". La prassi per la quale si identificano i prodotti da costruzione per i quali possa essere rilasciato un'ETA è disciplinata dagli articoli da 19 a 26 dell'Allegato II del CPR. Su tali basi un'ETA può essere rilasciata per un prodotto da costruzione che non rientra o non rientra interamente nell'ambito di applicazione di una norma armonizzata o la cui prestazione, in relazione alle caratteristiche essenziali previste, non possa essere pienamente valutata in base ad una norma armonizzata esistente. Si tratta quindi, tra l'altro, dei seguenti casi:

- il prodotto non rientra nel campo di applicazione di alcuna norma armonizzata esistente;
- per almeno una delle caratteristiche essenziali del prodotto il metodo di valutazione previsto dalla norma armonizzata non è appropriato; la norma armonizzata non prevede alcun metodo di valutazione per quanto concerne almeno una delle caratteristiche essenziali del prodotto.

Secondo quanto previsto dal CPR, cui si rimanda per i necessari dettagli, gli ETA sono rilasciati dagli Organismi di Valutazione Tecnica (TAB - *Technical Assessment Bodies*), designati a tal fine dagli Stati Membri, sulla base di un Documento per la Valutazione Europea (EAD – *European Assessment Document*), pubblicati dall'EOTA (e resi disponibili sul relativo sito internet) ed i cui riferimenti sono periodicamente pubblicati, a cura della Commissione Europea, in GUUE. A tal fine è anche utile rammentare che, ai sensi dell'articolo 66(3) del *CPR*, anche gli *orientamenti per il benestare tecnico europeo* (ETAG) pubblicati prima del 1 luglio 2013 in conformità all'articolo 11 della Direttiva 89/106/CEE possono essere utilizzati come Documenti per la Valutazione Europea (EAD).

L'EOTA (*www.eota.eu*) è l'Organizzazione europea che riunisce tutti gli organismi nazionali (TAB - *Technical Assessment Bodies*) deputati al rilascio della Valutazione Tecnica Europea per una o più delle aree di prodotto indicate nella Tabella 1 dell'Allegato IV del *CPR*.

Si rammenta, altresì, che l'articolo 4 del *CPR* sancisce l'obbligo di Dichiarazione della Prestazione, da parte del fabbricante, anche nel caso in cui il prodotto sia coperto da un ETA; a tal fine dovrà essere quindi effettuata, dopo l'emanazione da parte del TAB di un ETA e sulla base dell'ETA stesso, la pertinente procedura di *valutazione e verifica della costanza della prestazione*, con il coinvolgimento, ove previsto, di un Organismo notificato per la specifica attività prevista

«*Valutazione e verifica della costanza della prestazione*» - Un prodotto da costruzione può essere marcato CE solo qualora il fabbricante abbia redatto una Dichiarazione di Prestazione, e quindi, ai sensi dell'articolo 4 del *CPR*, nel caso in cui esso rientri nel campo di applicazione di una Norma europea armonizzata o sia conforme ad una Valutazione Tecnica Europea. I *sistemi di valutazione e verifica della costanza della prestazione* sono specificati nell'Allegato V del CPR, così come modificato dal Regolamento delegato (UE) n. 568/2014 della Commissione del 18 febbraio 2014 (identificati sinteticamente con i numeri: 1+,1,2+,3, 4).

«*Certificato di costanza della prestazione del prodotto*» o «*Certificato di conformità del controllo della produzione in fabbrica*» - Ai sensi del CPR sono i documenti a valore legale, rilasciati da un Organismo europeo notificato. Il primo certificato si riferisce al prodotto, nei casi di sistema di valutazione della costanza della prestazione 1+ o 1, oppure, nel secondo caso, al Controllo della produzione in fabbrica (FPC) nel caso di sistema 2+.

«*Dichiarazione di Prestazione*» -Costituisce il documento fondamentale, obbligatoriamente predisposto dal fabbricante per prodotti da costruzione recanti la marcatura CE nei casi previsti dall'articolo 4 del CPR. Contiene le informazioni prescritte dall'articolo 6 del CPR ed è fornito in forma cartacea o su supporto elettronico ovvero messo a disposizione su un sito web, nelle lingue richieste dalla Stato membro, secondo quanto previsto all'articolo 8 del CPR. Qualora la dichiarazione di prestazione venga fornita su supporto elettronico oppure messa a disposizione su un sito web nei modi previsti dal Regolamento delegato (UE) n. 157/2014, ai sensi dell'articolo 7, paragrafi 1 e 3, del CPR, si adottano le procedure di cui al decreto legislativo 7 marzo 2005, n. 82, e successive modificazioni (Codice dell'Amministrazione Digitale).

«*Certificato di Valutazione Tecnica*» - Costituisce una valutazione del materiale, prodotto, o sistema da costruzione, ai fini dell'uso strutturale previsto in opere realizzate, in accordo alle disposizioni nazionali (si veda anche l'art.1 della legge n.64/74).Il Certificato di Valutazione Tecnica è rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base delle procedure indicate dalle vigenti

norme tecniche ed ha validità sul territorio nazionale o anche in quello di altri stati dell'Unione Europea in caso di applicazione della procedura di mutuo riconoscimento, in base al concetto di "*equivalenza*" più avanti specificato. Qualora il fabbricante preveda l'impiego dei prodotti strutturali anche con funzioni di compartimentazione antincendio, dichiarando anche la prestazione in relazione alla caratteristica essenziale "*Resistenza al fuoco*", le Linee Guida sono elaborate dal Servizio Tecnico Centrale di concerto, per la valutazione di tale specifico aspetto, con il Dipartimento dei Vigili del Fuoco, del Soccorso Pubblico e della difesa Civile del Ministero dell'Interno.

«*Attestato di Qualificazione*» - È il documento emesso dal Servizio Tecnico Centrale che attesta la positiva conclusione della procedura di qualificazione per materiali e prodotti ricadenti nel caso B di cui al §11.1 delle NTC.

«*Controllo della produzione in fabbrica (FPC)*» - Si intende il controllo interno permanente e documentato della produzione in fabbrica esercitato dal fabbricante in conformità alle pertinenti specifiche tecniche armonizzate.

«*Equivalenza*» - Laddove richiamato, il concetto di equivalenza si riferisce alla possibilità di riconoscere procedure o certificazioni utilizzate per valutare la prestazione di un prodotto da costruzione legalmente commercializzato in un altro Stato membro.

«*Organismi notificati*» - Ai fini della marcatura CE su prodotti da costruzione, l'Articolo 39 della CPR richiede agli Stati membri di notificare alla Commissione e agli altri Stati membri, gli Organismi che essi hanno autorizzato per i compiti di parte terza per la valutazione e verifica della costanza delle prestazioni dei prodotti da costruzione, previsti nell'art. 28 del CPR, distinguendo, con riferimento alle funzioni esercitate, tra:

- Organismi di Certificazione di prodotto (sistemi 1 e 1+) e di FPC *(*sistema 2+),
- Laboratori di Prova (sistema 3).

Il compito degli Organismi notificati, in relazione ai sistemi di valutazione e verifica della costanza della prestazione dei prodotti da costruzione, è quello dettagliato nell'Allegato V del CPR, così come modificato dal Regolamento delegato (UE) N. 568/2014 della Commissione del 18 febbraio 2014.

Un medesimo Organismo, se notificato per le varie funzioni, sulla base di quanto previsto nelle specifiche tecniche armonizzate, può agire quale Organismo di Certificazione del prodotto, da Organismo di Certificazione del controllo di produzione in fabbrica e da Laboratorio di Prova.

La procedura di autorizzazione di tali organismi è attualmente regolata in Italia dal D.Lgs. 106/2017 e dalle specifiche disposizioni emanate in materia dalle Amministrazioni competenti in attuazione del CPR.

Mediante lo strumento informatico messo a disposizione dalla Commissione Europea (*NANDO - New Approach Notified and Designated Organisations*[1]), è possibile verificare:

- l'elenco degli Organismi notificati per lo svolgimento delle attività di parte terza in merito alla valutazione e verifica della costanza della prestazione dei prodotti da costruzione, per le specifiche attività inerenti le diverse specifiche tecniche armonizzate;
- l'elenco degli Organismi di Valutazione Tecnica (TAB), con le aree di prodotto di pertinenza;
- l'elenco delle norme europee armonizzate, con l'indicazione del relativo periodo di coesistenza;
- l'elenco dei Documenti per la valutazione europea (EAD);
- l'elenco degli ETAG precedentemente utilizzabili ai sensi della Dir.89/106/CEE ed utilizzabili ai sensi del CPR;

L'accettazione in cantiere dei materiali e prodotti per uso strutturale è responsabilità del Direttore dei Lavori e viene attuata mediante *l'acquisizione* e *verifica* della documentazione di accompagnamento dei materiali e prodotti, nonché mediante prove di accettazione. Per quanto riguarda gli aspetti documentali il Direttore dei Lavori deve acquisire, oltre alla predetta documentazione di accompagnamento, la documentazione che attesti la qualificazione del prodotto (differente a seconda dei casi A), B) o C) previsti al §11.1 delle NTC). Il Direttore dei Lavori deve anche verificare l'idoneità di tale documentazione, ad esempio verificando la titolarità di chi ha emesso la dichiarazione di prestazione, le informazioni in esse riportate, la titolarità dell'Organismo che ha emesso il certificato su cui si basa la dichiarazione, nonché la pertinenza del certificato stesso (caso A) o le certificazioni e/o attestazioni (casi B e C), la loro validità ed il campo di applicazione in relazione ai prodotti effettivamente consegnati ed all'uso per essi previsto, la conformità alle caratteristiche prestazionali contenute nelle specifiche progettuali o capitolari, etc.

Oltre ai casi in cui le NTC prevedono esplicitamente l'esecuzione delle prove di accettazione obbligatorie, precisandone le modalità di campionamento ed esecuzione, il Direttore dei Lavori può in ogni caso richiedere l'esecuzione di ulteriori prove che ritenga opportune o necessarie ai fini dell'accettazione del materiale o prodotto per uso strutturale. Essendo le predette prove finalizzate all'accettazione, le stesse devono far parte della documentazione tecnica prevista dal D.P.R. 380/2001, ed in particolare della Relazione a strutture ultimate e del collaudo statico, e pertanto deve esserne rilasciata certificazione ufficiale da un laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001, dotato di adeguate attrezzature, esperienze e competenze, oppure, nei casi previsti, da un laboratorio di prova notificato ai sensi del Capo VII del CPR.

[1] http://ec.europa.eu/growth/tools-databases/nando/index.cfm?fuseaction=directive.notifiedbody&dir_id=33

Le NTC prevedono, a riguardo, come eccezione alle disposizioni sopra indicate, l'esecuzione di tali prove anche da parte di "*altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature*", solo a seguito di nulla osta del Servizio Tecnico Centrale. Tale nulla osta potrà essere rilasciato sulla base di istanza motivata e documentata e conseguente istruttoria tecnica volta alla verifica dei requisiti di terzietà, competenza, disponibilità delle necessarie attrezzature e capacità nell'esecuzione delle specifiche prove richieste.

In via generale e fermo restando quanto previsto nelle NTC, possono essere oggetto di prova:

- i provini: confezionati da materiale in genere sciolto, come il conglomerato cementizio, le malte, etc;
- i saggi: ottenuti/estratti da prodotti finiti, come lo spezzone estratto da una barra di acciaio da c.a. o il tallone ricavato da una lamiera, etc.;
- i campioni: un numero di pezzi singoli prelevati da un lotto di produzione o di spedizione, come ad esempio i bulloni.

E' compito del Direttore dei Lavori provvedere al campionamento dei materiali e dei prodotti da sottoporre alle prove di accettazione, quindi al confezionamento dei provini, all'esecuzione/estrazione dei saggi, al prelevamento dei campioni, nonché la corretta conservazione e custodia degli stessi fino alla consegna al laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 incaricato, che a tal fine rilascia apposito verbale di accettazione. Tali attività possono essere eventualmente eseguite attraverso personale a tal fine formalmente delegato dal Direttore dei Lavori, ferma restando la responsabilità del Direttore dei Lavori stesso.

I certificati riportanti gli esiti delle prove di accettazione sono consegnati al Direttore dei Lavori, indipendentemente dal soggetto che effettua il pagamento della prestazione, in originale analogico, oppure possono essere trasmessi, allo stesso Direttore dei Lavori, tramite PEC in formato elettronico, firmati digitalmente, ai sensi del Codice dell'Amministrazione Digitale. I laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 registrano e documentano l'identità sia dei soggetti che consegnano i provini, saggi o campioni, sia di quelli cui il laboratorio consegna i certificati, prendendo nota ed acquisendo l'eventuale delega sottoscritta dal Direttore dei Lavori.

Principio generale della Norma è che le prove previste dalle stesse NTC, quali quelle di accettazione in cantiere o quelle di controllo di produzione in stabilimento (quali ad esempio quelle nei centri di trasformazione), siano un reale strumento di controllo e di verifica della qualità della filiera, atte a permettere il miglioramento continuo del processo, eventualmente permettendo, nel caso di esito non positivo, di adottare le idonee azioni correttive. Per tale motivo le NTC richiedono, in generale e salvo le necessarie specificazioni in funzione dei materiali (quale ad esempio per il calcestruzzo fresco, per il quale, fisiologicamente questo non può avvenire) che la posa in opera o la commercializzazione dei prodotti sia subordinata all'esito positivo delle pertinenti prove (di accettazione o di controllo in stabilimento). Qualora ciò non avvenga, il soggetto responsabile (Direttore dei Lavori, Direttore tecnico di stabilimento o di centro di trasformazione, etc.) dovrà evidenziare quanto sopra nei relativi documenti (verbale di accettazione, relazione a strutture ultimate, documenti di accompagnamento della fornitura, etc.), motivandolo opportunamente, e subordinare, sotto la propria responsabilità, l'efficacia ed il buon esito della posa in opera e/o della fornitura all'esito positivo delle suddette prove, assumendosi tutte le responsabilità e prendendosi carico di ogni eventuale onere derivante dal mancato esito positivo delle prove e quindi dell'accettazione in cantiere.

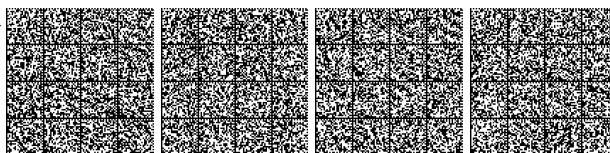
Poiché le NTC rappresentano una regola tecnica nazionale che impone, ai fini dell'impiego sul territorio italiano, la dichiarazione delle caratteristiche essenziali dei materiali e prodotti ad uso strutturale, a tali prodotti non si applicano, in generale e fatto salvo quanto eventualmente specificato nelle NTC in merito alla produzione occasionale, le deroghe alla redazione della dichiarazione di prestazione di cui all'articolo 5 del CPR.

In generale si intendono per prodotti *occasionali*, prodotti fabbricati *non in serie*, senza il presupposto della ripetitività tipologica, non realizzati secondo procedure e processi ripetitivi indipendentemente dal grado di automazione di tali processi, non inserite e non inseribili in un catalogo della produzione, poiché destinate unicamente ad una specifica opera o cantiere, il cui Direttore dei Lavori assume la responsabilità diretta dei controlli di produzione, oltre che dei controlli di accettazione, in assoluta analogia con i materiali e prodotti fabbricati a *piè d'opera* o in cantiere stesso.

Si applica il Decreto Legislativo 16 giugno 2017, n. 106 "*Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE*", che in particolare, all'articolo 5, comma 5, richiama che "*L'impiego nelle opere di un prodotto da costruzione è soggetto, per i materiali e prodotti per uso strutturale, alle norme tecniche per le costruzioni adottate in applicazione dell'articolo 52 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, e successive modificazioni, …*". Si applicano pertanto anche le disposizioni del Capo V del medesimo Decreto legislativo, "*Controllo, Vigilanza e Sanzioni*" ed in particolare, anche per le violazioni di quanto riportato nelle NTC, le sanzioni di cui agli articoli 19 (per il fabbricante), 20 (per il costruttore, il direttore dei lavori, il collaudatore ed il progettista), 21 (per gli altri operatori economici coinvolti) e 22 (per gli organismi di certificazione e laboratori).

C11.2 CALCESTRUZZO

C11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

In merito alla progettazione della miscela, la norma, oltre a riconfermare le caratteristiche prestazionali minime che devono essere indicate nel progetto (classe di resistenza, classe di consistenza, diametro massimo dell'aggregato), introduce anche

l'obbligo di indicazione della classe di esposizione ambientale. Viene inoltre precisato che nel caso di impiego di armature pretese o post-tese, permanentemente incorporate in getti di calcestruzzo, è obbligatoria l'indicazione della classe di contenuto in cloruri.

Per quanto attiene la classe di resistenza, la stessa è individuata esclusivamente dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica f_{ck} e cubica R_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

Per quanto attiene la resistenza caratteristica a compressione, la cui valutazione deve avvenire, di norma, dopo 28 giorni di maturazione, si precisa che, in casi particolari, potranno essere indicati, sulla base di documentate motivazioni, anche altri tempi di maturazione cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

C11.2.2 CONTROLLI DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Il §11.2.2 delle vigenti NTC, in merito alle prove di accettazione in cantiere sul calcestruzzo, stabilisce che "*Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, compresi i carotaggi di cui al punto 11.2.6, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001*".

Tale disposizione, come l'analoga riportata al § 8.4.2 delle NTC per la caratterizzazione meccanica dei materiali per le costruzioni esistenti, si applica soltanto alle prove distruttive da effettuarsi, e certificarsi, in applicazione della citata Circolare 7167/STC del 2010, e nulla ha a che vedere con eventuali prove non distruttive da effettuarsi sulla struttura esistente, di cui al Capitolo 8 delle NTC, o in fase di accettazione da parte del Direttore dei Lavori, quando si verifichino i casi di cui al § 11.2.6 delle stesse NTC. Si evidenzia, inoltre, che dette prove non distruttive non rientrano fra le prove complementari di cui al § 11.2.7 delle stesse NTC.

Ai fini della certificazione delle conseguenti prove i laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001daranno evidenza, nel verbale di accettazione dei campioni e nel certificato di prova stesso, della conformità dell'avvenuto prelievo a quanto disposto dal §8.4.2 o dal §11.2.2 delle NTC18; diversamente i campioni non potranno essere accettati ai fini dell'attività di certificazione ufficiale del Laboratorio.

C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE

La valutazione preliminare del calcestruzzo, che il § 11.2.3 delle NTC pone in capo al costruttore, è finalizzata ad ottenere un calcestruzzo rispondente alle caratteristiche prestazionali indicate dal progettista, e alle esigenze costruttive, sia tramite l'acquisizione di documenti relativi ai componenti, sia attraverso l'eventuale esecuzione di prove, per le quali la Direzione dei lavori si avvale di un laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001.

Tale valutazione deve essere effettuata indipendentemente dalla modalità di produzione del calcestruzzo, che può avvenire sia in cantiere, sia presso un impianto di produzione industrializzata. Quest'ultima modalità presuppone che il calcestruzzo sia prodotto in un impianto di produzione certificato secondo la procedura indicata al § 11.2.8. E' responsabilità del Direttore dei lavori, prima di autorizzare qualsiasi fornitura di calcestruzzo, verificare la documentazione consegnata dal costruttore relativa alla valutazione preliminare del calcestruzzo eseguita dal costruttore e, in caso di produzione in stabilimento, la sussistenza della prevista certificazione rilasciata dagli organismi terzi indipendenti autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale.

C11.2.4 PRELIEVO E PROVA DEI CAMPIONI

Il prelievo dei provini in concomitanza dell'esecuzione dei getti costituisce un momento importante dei controlli di sicurezza sulle strutture in calcestruzzo, controlli sanciti dalla Legge n. 1086/71, poi richiamati nel D.P.R. n. 380/2001, e descritti nel § 11.2.5 delle NTC. Per tale motivo al § 11.2.5.3 delle NTC è riportata una serie di prescrizioni relative alle modalità di prelievo dei provini, ai compiti ed alle relative responsabilità attribuite al Direttore dei lavori ed al laboratorio di prove autorizzato. Fondamentale importanza assume, in tale contesto, la corretta modalità di prelievo dei provini di calcestruzzo, al fine di verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quelle stabilite nel progetto; un efficace controllo della qualità del calcestruzzo messo in opera serve infatti a tutelare, oltre che la sicurezza e la qualità dell'opera, anche il il fornitore del calcestruzzo stesso e l'impresa che lo mette in opera, oppure ad individuare, in caso di criticità, le precise responsabilità dei predetti attori.

Premesso che se il prelievo dei campioni viene effettuato correttamente, i due provini di uno stesso prelievo non possono presentare valori di resistenza sensibilmente differenti, la norma stabilisce che il prelievo (due provini) non può essere considerato valido, ai fini del controllo di accettazione di cui al successivo punto C11.2.5, se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore (NTC, §11.2.4); si rinvia al § 11.2.5.3 delle NTC per le determinazioni da assumersi in tale evenienza.

In questo caso il laboratorio emetterà il relativo certificato, in cui sarà chiaramente indicato, per i campioni per cui la suddetta differenza superi il 20% del valore inferiore, che "*ai sensi del §11.2.4 del D.M. 17.01.2018 i risultati non sono impiegabili per i controlli di accettazione di cui al §11.2.5 del D.M. 17.01.2018 e che pertanto dovranno applicarsi le procedure di cui al §11.2.5.3, ultimi tre capoversi, dello stesso D.M. 17.01.2018*".

C11.2.5 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE

E' fatto obbligo, al Direttore dei lavori, di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quelle stabilite nel progetto. Qualora i controlli, sia tipo A che di tipo B, non risultino soddisfacenti, si applicano le procedure indicate nel § 11.2.5.3 delle NTC.

Ai fini dei controlli di accettazione, si intende per "*miscela omogenea*" il calcestruzzo che, nell'ambito di una stessa ricetta di base, mantenga costanti i requisiti richiesti in termini di classe di resistenza e classe di esposizione; sono fatte salve lievi modifiche in termini di quantità e/o qualità dei componenti eventualmente necessarie per mantenere le prestazioni richieste.

C11.2.5.1 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO A

Ai fini di un efficace controllo di accettazione di Tipo A, è necessario che il numero dei provini prelevati e provati sia non inferiore a sei, quindi tre prelievi, anche per getti di calcestruzzo di quantità inferiore a 100 m^3 di miscela omogenea.

Premesso che R_c è il valore di resistenza di prelievo, ovvero il valore medio fra i valori di resistenza dei due provini di uno stesso prelievo, il Controllo di Tipo A è ritenuto accettabile se, per un numero di prelievi uguale a 3, sono verificate entrambe le disuguaglianze:

1) $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3{,}5$
2) $R_{cm28} \geq R_{ck} + 3{,}5$

dove:

- $R_{c,min}$ è il valore di resistenza di prelievo Rc minore fra i tre prelievi;
- R_{cm28} è il valore medio fra i tre valori di resistenza di prelievo; il termine 28 indica che i valori considerati sono quelli ottenuti da prove sui provini eseguite a 28 giorni di stagionatura;
- R_{ck} è il valore caratteristico di resistenza di progetto.

C11.2.5.2 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE DI TIPO B

Il controllo di Tipo B è obbligatorio quando la quantità di miscela omogenea di calcestruzzo impiegato in un'opera è uguale o superiore a 1500 m^3. Il controllo di Tipo B è costituito quindi da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m^3 di getto di miscela omogenea.

Il Controllo di Tipo B è ritenuto accettabile se, per un numero di prelievi non minore di 15, sono verificate entrambe le disuguaglianze:

1) $R_{c,min} \geq R_{ck} - 3{,}5$
2) $R_{cm28} \geq R_{ck} + 1{,}48 * s$

con s = scarto quadratico medio.

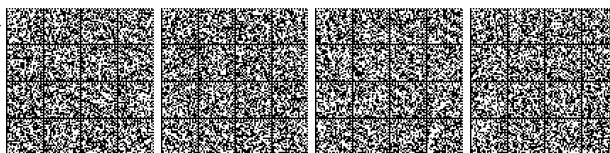
Qualora la quantità di miscela omogenea da impiegare nell'opera sia maggiore di 1500 m^3, ai fini del controllo si consiglia la seguente procedura:

1) in prima fase, si esegue il controllo sul primo gruppo di 15 prelievi (30 provini);
2) successivamente, si esegue il controllo sul secondo gruppo di 15 prelievi;
3) contestualmente si esegue anche il controllo su tutti i prelievi disponibili (in questo caso 30);
4) si prosegue con la medesima procedura per i successivi gruppi di 15 prelievi, ovvero prima sull'ultimo gruppo di 15, poi sulla somma di tutti i precedenti;
5) qualora l'ultimo gruppo disponibile sia inferiore a 15 prelievi, questi si aggiungono al precedente gruppo.

I requisiti prestazionali più stringenti, adottati per i controlli di Tipo B, sono finalizzati a garantire la costanza prestazionale della miscela. In tal senso viene anche precisato che non possono essere accettati calcestruzzi con coefficiente di variazione (s/R_m) superiore a 0,3, dove s è lo scarto quadratico medio e R_m è la resistenza media dei prelievi (N/mm^2). Inoltre, la norma prevede che con coefficiente di variazione superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al § 11.2.7.

C11.2.5.3 PRESCRIZIONI COMUNI PER ENTRAMBI I CRITERI DI CONTROLLO

In questo paragrafo la norma fornisce una serie di prescrizioni comuni sia ai controlli di Tipo A che di Tipo B, utili ai fini di una corretta esecuzione dei controlli di accettazione. In primo luogo la norma intende sottolineare i compiti attribuiti al Direttore dei Lavori, che deve assicurare la propria presenza alle operazioni di prelievo dei provini di calcestruzzo nella fase di getto, provvedendo sotto la propria responsabilità:

- a redigere apposito Verbale di prelievo;
- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di prelievo;

- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di conservazione dei provini in cantiere, fino alla consegna al laboratorio incaricato delle prove;
- ad identificare i provini mediante sigle, etichettature indelebili, etc.;
- a sottoscrivere la domanda di prove al laboratorio, avendo cura di fornire, nella domanda, precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo, la data di prelievo, gli estremi dei relativi Verbali di prelievo, nonché le sigle di identificazione di ciascun provino;
- a consegnare i provini presso il laboratorio;
- ad acquisire i relativi certificati di prova, che devono pertanto essere sempre consegnati allo stesso Direttore dei Lavori (che ne rende noti i risultati al committente, al collaudatore ed a quanti ne abbiano titolo) indipendentemente dal soggetto che effettua il pagamento della prestazione del laboratorio.

Delle predette operazioni il Direttore dei lavori può incaricare, mediante sottoscrizione di delega scritta, un tecnico di sua fiducia, ferma restando tuttavia la personale responsabilità ad esso attribuita dalla legge.

Premesso che la resistenza caratteristica del calcestruzzo è definita convenzionalmente come quella ottenuta dalla prova di rottura a 28 giorni di stagionatura, la Norma ha prescritto, laddove le prove non possano essere eseguite esattamente al 28° giorno di stagionatura, che le stesse siano comunque eseguite entro 45 giorni dalla data di prelievo. Trascorso tale termine, il laboratorio accetterà e sottoporrà a prova il materiale ed emetterà il relativo certificato, in cui sarà chiaramente indicato, per i campioni eventualmente provati oltre il 45° giorno dalla data del prelievo risultante dal verbale di prelievo redatto dal Direttore dei Lavori, che "*ai sensi del §11.2.5.3 del D.M. 17.01.2018 le prove di compressione vanno integrate da quelle riferite al controllo della resistenza del calcestruzzo in opera*". In tale situazione il Direttore dei Lavori, nell'effettuazione dei controlli integrativi di cui al §11.2.6 delle NTC, valuterà l'approfondimento delle indagini attraverso l'esecuzione di eventuali controlli distruttivi, sulla base della situazione effettivamente riscontrata, dell'esito delle prove e delle motivazioni del differimento nell'esecuzione della prova. Di tale attività si darà riscontro nella Relazione a Strutture ultimate.

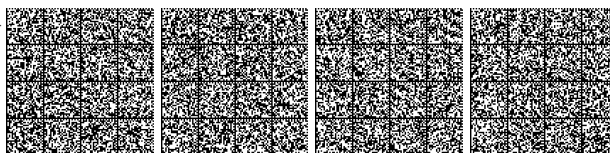
Qualora la consegna avvenga prima dei 28 giorni, il laboratorio provvede alla corretta conservazione dei provini.

Pertanto, tenendo opportunamente conto della possibilità di consegna anticipata dei campioni in laboratorio, il Direttore dei lavori potrà organizzare le proprie attività in modo da ottimizzare il trasporto e la consegna dei provini al laboratorio, che provvederà alla corretta conservazione dei provini ed alla effettuazione delle prove nei tempi stabiliti.

Da quanto sopra emerge chiaramente la responsabilità attribuita al Direttore dei Lavori in merito al confezionamento, alla conservazione, custodia e consegna dei provini al laboratorio di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/01, al fine di garantire la necessaria corrispondenza fra il calcestruzzo sottoposto alle prove di accettazione certificate dai suddetti Laboratori e quello impiegato nell'opera, o in una parte o porzione dell'opera stessa, soggetta a controllo. Tale compito, assolutamente necessario a garantire l'efficacia e credibilità della filiera di controllo prevista dalla legge e dalle norme, potrà anche essere esercitato dal Direttore dei Lavori adottando tutte le iniziative che riterrà utili al raggiungimento dell'obiettivo, quali ad esempio garantire e documentare la tracciabilità dei provini mediante l'impiego di idonei strumenti tecnologici (ad esempio con *micro-chips* o targhette con codici a barre annegati nel calcestruzzo e soggetti a lettura digitalizzata e localizzazione spazio-temporale automatica in cantiere ed in Laboratorio) oppure affidando allo stesso laboratorio ufficiale incaricato il compito di effettuare il prelievo e l'accettazione dei provini in cantiere, occupandosi poi anche della maturazione fino alla stagionatura prevista per le prove.

Un ruolo significativo nella procedura di accettazione è svolto dal Laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo, il quale, sotto il controllo del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, deve svolgere costantemente la propria attività nel rispetto dei principi di qualità, trasparenza e indipendenza, declinati nei requisiti previsti dalle pertinenti disposizioni normative e ministeriali.

In tal senso, il laboratorio deve, di norma:

- certificare solo prove le cui richieste siano regolarmente sottoscritte dal Direttore dei Lavori o altra figura titolata a richiedere prove ufficiali (collaudatore, RUP, CTU, nei casi previsti, etc.); diversamente, in luogo del previsto Certificato ufficiale di prova, il laboratorio rilascia semplice Rapporto di prova, precisando che lo stesso Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71;
- accettare solo richieste di prova in originale, rifiutando richieste non firmate o non firmate in originale (in fotocopia o altro), salvo che le stesse non siano trasmesse via PEC ai sensi del Codice dell'Amministrazione Digitale; in tal caso oltre alla richiesta deve essere conservata (in formato elettronico o cartaceo) anche la mail di trasmissione, dalla quale sia possibile rilevare con certezza l'identità del mittente;
- accettare solo provini di calcestruzzo provvisti di contrassegno; tutti i provini devono essere identificati mediante sigle apposte direttamente dal richiedente, che devono corrispondere, evidentemente, alle sigle riportate sulla richiesta;
- rifiutare provini che rechino segni evidenti che mettano in dubbio il regolare prelievo dall'opera indicata dalla richiesta (ne sono un esempio il segno di vecchie etichette rimosse, ovvero la presenza di altre sigle pregresse rispetto a quelle indicate sulla richiesta);

- verificare le condizioni di planarità e verticalità sui cubetti di calcestruzzo prima di eseguire la prova;
- provvedere alla esecuzione delle prove a compressione conformemente alle norme UNI EN più aggiornate;
- evitare di conservare in laboratorio, anche provvisoriamente, provini che non siano regolarmente accettati e identificati, anche quando non siano destinati a prova o certificazione ufficiale, motivando in questo caso la permanenza in laboratorio;
- riportare sui certificati del calcestruzzo, gli estremi dei verbali di prelievo; in assenza degli estremi dei verbali di prelievo il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del Certificato ufficiale valido ai sensi della Legge n. 1086/71, rilascia un semplice Rapporto di prova;
- riportare sempre sui verbali di accettazione e sui certificati il nominativo della persona fisica che ha consegnato il materiale al laboratorio, nonché il ruolo svolto, se diverso dal Direttore dei Lavori;
- attuare le disposizioni impartite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il contenuto minimo dei certificati di prova è descritto nel § 11.2.5.3 delle NTC. Lo stesso § 11.2.5.3 delle NTC ribadisce che: "*Il laboratorio verifica lo stato dei provini e la documentazione di riferimento ed in caso di anomalie riscontrate sui campioni oppure di mancanza totale o parziale degli strumenti idonei per la identificazione degli stessi, deve sospendere l'esecuzione delle prove e darne notizia al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*" e che "*La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo*", diversamente pertanto il laboratorio non accetterà i relativi campioni.

La norma precisa infine che le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale. In tal caso, pertanto, il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del certificato ufficiale, rilascia un semplice rapporto di prova.

Inoltre, qualora il numero dei provini di calcestruzzo consegnati in laboratorio sia inferiore a sei, il laboratorio effettua le prove e rilascia il richiesto certificato, ma vi appone una nota con la quale segnala al Direttore dei lavori che "*il numero di campioni provati dal laboratorio non è sufficiente per eseguire il controllo di Tipo A previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni*", tale segnalazione non inficia la validità del certificato, ma costituisce una segnalazione per il Direttore dei Lavori o altri soggetti preposti al controllo.

Si evidenzia, infine, che nello spirito di quanto esplicitamente previsto ai §§ 11.2.5.3, 11.3.2.12, 11.3.3.5.4, 11.3.4.11.3, 11.7.10.2, 11.10.1.1, 11.10.2.4, delle NTC, i laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001 incaricati dell'esecuzione delle prove devono conservare i campioni, di calcestruzzo, acciaio o qualsiasi altro materiale sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità, e non più per i venti giorni precedentemente previsti.

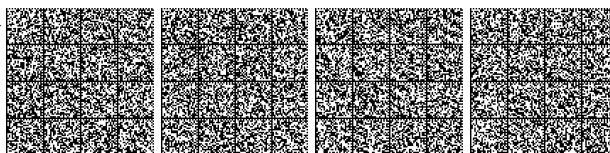
C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Può essere utile, spesso necessario, quando si presentino uno o più casi fra quelli previsti chiaramente dalla norma stessa, ovvero ogni qualvolta il Collaudatore ne ravvisi l'opportunità, controllare la resistenza del calcestruzzo già gettato in opera ed indurito.

È opportuno tenere sempre presente che tali prove non sono in ogni caso sostitutive dei controlli di accettazione, ma possono essere utili al Direttore dei lavori od al Collaudatore per formulare un giudizio tecnico sul calcestruzzo in opera.

Fatti salvi i diversi tipi di prove non distruttive che possono essere impiegate, quando il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera viene effettuato mediante carotaggio, si rammenta che per quanto attiene le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei saggi estratti e le relative modalità di prova a compressione, si può fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1, UNI EN 12390-1, UNI EN 12390-2 e UNI EN 12390-3, nonché alle *Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* emanate dal Servizio Tecnico Centrale.

In ogni caso si devono prendere in considerazione le seguenti avvertenze:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati; al riguardo, ancorché le Linee Guida precisino che i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm, si suggerisce di prelevare carote di diametro, ove possibile, non inferiore a 100 mm, ai fini delle valutazioni sulla resistenza più avanti riportate;
- le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura, (si devono scartare i saggi contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);
- per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote;
- il rapporto altezza/diametro delle carote deve essere possibilmente pari a 1 o 2;
- i saggi estratti devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e di deposito al fine di impedire per quanto possibile l'essiccazione all'aria; a meno di diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su saggi umidi;
- nel programmare l'estrazione dei saggi si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;

- è necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre le carote alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio; infatti, la lavorazione o preparazione inadeguata delle carote porta a risultati di prova erronei. E' necessario, in tal senso, che il taglio dei campioni sia effettuato con ogni possibile accuratezza al fine di evitare disturbi al saggio stesso e che le superfici di prova siano adeguatamente preparate per garantirne planarità e ortogonalità.

Sulla base di quanto sopra, vista la complessità delle operazioni descritte, le NTC, al § 8.5.3, prevedono esplicitamente che il prelievo dei saggi e le relative prove siano effettuati da uno dei laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001. Ciò anche al fine di rendere coerente tutta la procedura di controllo sul calcestruzzo in opera mediante prelievo di saggi, che già prevede che le prove sulle carote siano eseguite e certificate da uno dei laboratori di cui all'articolo 59 del D.P.R. 380/2001.

Sotto il profilo operativo, effettuato il prelievo di un determinato numero di carote ed eseguita sulle stesse la prova di compressione con le procedure previste, si determina il valore caratteristico della resistenza strutturale cilindrica in situ, definita come f_{ckis}. A tale riguardo, le norme prevedono che la resistenza caratteristica in situ va calcolata in accordo alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, edizione 2017, nonché secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008 (§§ 7.3.2 e 7.3.3).

In particolare, le *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera* sottolineano come l'estrazione delle carote dalla struttura, per quanto condotta con le attenzioni sopra raccomandate, produca comunque un disturbo al calcestruzzo, per cui nel risultato di prova sulla carota si manifesta un decremento di resistenza. Per tenere conto di tale decremento, le citate *Linee Guida* hanno introdotto un Fattore di danno F_d, moltiplicativo della resistenza ottenuta dalla prova; il valore di F_d decresce all'aumentare della resistenza f_{carota} rilevata sulla specifica carota, come indicato nella tabella seguente:

Tabella C11.2.6.I.- *Fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote (H/D=1; d=100 mm)*

f_{carota}[N/mm²]	10 ÷ 20	20 ÷ 25	25 ÷ 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	> 40
F_d	1.10	1.09	1.08	1.06	1.04	1.00

Le medesime *Linee Guida* precisano inoltre che se la resistenza potenziale è espressa in valori cubici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su carote aventi rapporto H/D = 1 (con tolleranza ± 0,05); se invece la resistenza potenziale è espressa in valori cilindrici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su carote aventi rapporto H/D = 2 (con tolleranza ± 0,05), sconsigliando fortemente l'impiego di carote caratterizzate da un rapporto H/D intermedio, al fine di evitare l'introduzione di ulteriori incertezze derivanti dall'utilizzo del coefficiente di conversione, notoriamente posto pari a 0,83.

Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota si determina come segue:

- $f_{carota} * F_d = R_{c,is}$, nel caso di provini, ottenuti da carote con rapporto H/D=1;
- $f_{carota} * F_d = f_{c,is}$, nel caso di provini, ottenuti da carote con rapporto H/D=2.

Ciò premesso, il valore della resistenza caratteristica in opera f_{ckis} può essere determinata considerando l'approccio B se il numero di carote è minore di 15, oppure l'approccio A se il numero di carote è $\geq$ 15, secondo quanto previsto nella norma UNI EN 13791:2008 (§§ 7.3.2 e 7.3.3).

Determinato il valore della resistenza caratteristica strutturale in opera, la norma stabilisce che è accettabile un valore della predetta resistenza caratteristica, non inferiore all'85% del valore della resistenza caratteristica assunta in fase di progetto. Evidentemente il confronto fra i suddetti valori deve essere effettuato o utilizzando sempre la resistenza cilindrica o utilizzando sempre la resistenza cubica.

C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

Si precisa che i controlli complementari, come i controlli in corso d'opera sul calcestruzzo fresco, devono essere eseguiti dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001.

C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Gli stabilimenti che producono calcestruzzo con processo industrializzato devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego, detto sistema di controllo deve essere realizzato e certificato conformemente a quanto riportato al § 11.2.8 delle NTC.

La certificazione rilasciata dagli organismi terzi indipendenti di cui al quinto capoverso del § 11.2.8 delle NTC non deve essere limitata, evidentemente, all'accertamento dei requisiti di carattere generale richiesti dalle UNI EN ISO 9001, che riguardano l'organizzazione di qualità di ogni generica azienda, ma deve contenere i necessari riferimenti agli aspetti inerenti il processo produttivo, con particolare attenzione agli aspetti più squisitamente tecnici che concorrono alla qualità del prodotto.

Ai fini dell'autorizzazione, da parte del Servizio Tecnico Centrale, degli Organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021, continuano ad applicarsi gli specifici criteri emanati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con le *Istruzioni operative per il rilascio dell'autorizzazione agli Organismi di certificazione del Controllo del processo di fabbrica FPC del calcestruzzo prodotto con processo industrializzato, ai sensi del §11.2.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008*.

Si precisa, inoltre, che gli impianti di produzione industrializzata appartenenti al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, per i quali non è richiesta la suddetta certificazione del controllo del processo di fabbrica, a condizione che il sistema di gestione della qualità del costruttore - predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001 e certificato da un organismo accreditato - preveda l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, sono quelli predisposti nell'ambito di uno specifico cantiere destinato alla realizzazione di un'opera nella quale viene impiegato un volume di calcestruzzo strutturale superiore a 1500 m^3.

Nei cantieri di opere che prevedono una quantità di calcestruzzo inferiore a 1.500 m^3, restano nella responsabilità del Costruttore e del Direttore dei lavori, ciascuno per le proprie competenze, tutte le procedure di confezionamento e messa in opera del calcestruzzo.

Nel caso in cui l'impianto è ubicato all'interno di uno stabilimento di prefabbricazione di serie, allora si distinguono due casi:

- se il cls prodotto viene impiegato esclusivamente per la realizzazione dei manufatti prefabbricati, l'impianto non necessita di certificazione in quanto rientra nella qualificazione dei manufatti stessi, sia se forniti di marcatura CE sia se qualificati dal Servizio Tecnico Centrale;
- se il cls prodotto viene fornito ad altri utilizzatori al di fuori dello stabilimento di prefabbricazione, allora l'impianto deve essere regolarmente certificato.

C11.2.12 CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI (FRC)

Le NTC definiscono il calcestruzzo FRC come "*caratterizzato dalla presenza di fibre discontinue nella matrice cementizia*" e stabiliscono che sia per la sua qualificazione che per la progettazione delle strutture in FRC, si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rese attraverso apposite Linee Guida.

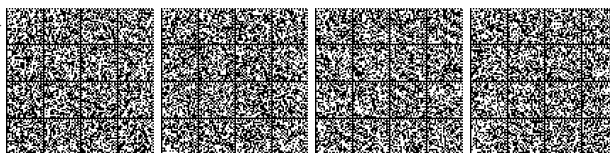
Al riguardo occorre precisare che secondo le dizioni comunemente adottate nel settore della tecnologia delle costruzioni, un calcestruzzo fibrorinforzato ad uso strutturale, per essere definito tale, deve essere caratterizzato da un dosaggio minimo delle fibre al suo interno. Le norme CNR-DT 204/2006 "*Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato*", indicano che "*per impieghi strutturali deve essere garantito un dosaggio minimo di fibre*" e quantificano tale dosaggio come "*non inferiore allo 0.3% in volume*".

Pertanto, a meno di specifiche indicazioni eventualmente riportate nelle sopracitate Linee Guida, per quantitativi inferiori a tale dosaggio, allo stato un calcestruzzo che preveda l'utilizzo di fibre non può essere definito, ai fini strutturali, come "*fibrorinforzato*" e quindi il suo impiego, non vincolato dalle procedure autorizzative di cui al citato p.to 11.2.12, può fare riferimento alle prescrizioni per il calcestruzzo normale, contenute nei pertinenti Capitoli delle NTC.

Ne consegue, in termini pratici, che la presenza di un quantitativo di fibre al di sotto della soglia sopra indicata, può essere considerata nei normali calcestruzzi quale semplice ausilio per il miglioramento del comportamento del calcestruzzo in particolari situazioni, quali ad esempio le fasi di scassero, con lo scopo di tenere sotto controllo microfessurazioni e di minimizzare l'effetto di cavillature in punti sensibili del manufatto, quali spigoli e zone d'angolo, non facilmente raggiungibili dall'armatura ordinaria.

Naturalmente, l'impiego delle fibre comporta comunque l'obbligo del rispetto della vigente normativa del settore, ed in presenza di norme armonizzate il possesso della marcatura CE.

Inoltre, in sintonia con quanto previsto dal p.to 11.2.3 delle NTC, occorre che anche tali calcestruzzi non definibili strutturalmente quali fibrorinforzati, siano oggetto di prove preliminari di studio, non solo al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto, ma anche, data comunque la specificità del materiale impiegato, di verificare la piena compatibilità delle fibre con il particolare utilizzo previsto.

A tale fine, si ritiene anche necessaria l'implementazione di un sistema permanente di controllo della produzione opportunamente calibrato, attraverso un processo industrializzato dotato di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate, al fine di assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo e nella conformità del prodotto finito.

C11.3 ACCIAIO

C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

C11.3.1.1 CONTROLLI

Le NTC prevedono che il controllo sugli acciai da costruzione sia obbligatorio e si effettui, con modalità e frequenze diverse, negli stabilimenti di produzione, nei centri di trasformazione, in cantiere. Per quanto attiene l'entità dei controlli, si prevede chequesti siano effettuati:

- negli stabilimenti di produzione su *lotti di produzione* continua. Nella maggior parte dei casi, negli stabilimenti nei quali sono presenti i forni di fusione, si può individuare come lotto di produzione la colata;
- nei centri di trasformazione su *forniture* di materiale lavorato;
- in cantiere, nell'ambito dei controlli di accettazione, su *lotti di spedizione*.

C11.3.1.2 CONTROLLI DI PRODUZIONE IN STABILIMENTO E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

Tutti gli acciai per impiego strutturale devono essere qualificati. In tal senso la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata:

- mediante la marcatura CE, ai sensi del CPR; quando applicabile (§11.1, caso "A");
- attraverso la qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, con la procedura indicata nelle NTC stesse (§11.1, caso "B").

Nel secondo caso, ultimata l'istruttoria e verificato il possesso dei requisiti richiesti, il Servizio Tecnico Centrale rilascia allo stabilimento di produzione, un apposito Attestato di qualificazione.

L'Attestato di qualificazione, di validità 5 anni, individuato da un numero progressivo, riporta il nome dell'azienda, lo stabilimento, i prodotti qualificati, il marchio. Un elenco di tutti gli attestati rilasciati è riportato sul sito del Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

C11.3.1.3 MANTENIMENTO E RINNOVO DELLA QUALIFICAZIONE

La documentazione, di cui al §11.3.1.3 delle NTC, finalizzata al mantenimento della qualificazione, è trasmessa al STC, con cadenza annuale, entro sessanta giorni dalla data di scadenza di ciascun anno di riferimento.

L'istanza di rinnovo è trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato. Detta istanza è corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione di cui al §11.3.1.2, ad eccezione di quella rimasta invariata, per la quale si deve comunque produrre una dichiarazione attestante la permanenza della validità della documentazione stessa per tutto il periodo di validità del futuro attestato rinnovato, con relativo elenco esplicativo, nonché degli attestati dell'avvenuto pagamento delle tariffe previste per il mantenimento annuale.

C11.3.1.5 FORNITURE E DOCUMENTAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO

Tutte le forniture di acciaio, provenienti dallo stabilimento di produzione (Produttore), devono essere accompagnate da:

A) nel caso si applichi la Marcatura CE
   - copia della Dichiarazione di prestazione CE;
   - certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito;
   - documento di trasporto con la data di spedizione, la quantità, il tipo di acciaio, il destinatario ed i riferimenti della Dichiarazione di prestazione.

B) nel caso non si applichila Marcatura CE
   - copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale;
   - certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito;
   - documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, alle colate, al destinatario ed i riferimenti dell' Attestato di qualificazione.

Il "*certificato di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNIEN 10024*", citato dalle NTC, deve intendersi strettamente riferito al certificato di origine fornito dall'acciaieria (produttore) all'atto di immissione in commercio del prodotto laminato.

Con riferimento ai "kit" definiti all'articolo 2 del CPR e coperti da marcatura CE, è sufficiente accompagnare le forniture con la copia della Dichiarazione di prestazione CE, oltre che con il documento di trasporto completo delle informazioni necessarie.

In considerazione dell'impiego ormai generalizzato degli strumenti informatici, in particolare fruibili attraverso piattaforme "*on line*" su canale Internet, può non essere necessario che tra i documenti di accompagnamento forniti dal "*produttore*" compaiano anche la copia dei certificati di controllo interno tipo 3.1, di cui alla norma UNI EN 10204, dello specifico lotto di materiale fornito, purché tali certificati siano resi disponibili, su richiesta del Direttore tecnico del Centro di Trasformazione e/o dal Direttore dei lavori dell'opera di destinazione, anche attraverso i canali informatici di cui sopra.

Gli stabilimenti di produzione (Produttori) di acciai qualificati, caso B, non sono tenuti ad allegare alle forniture copia dei Certificati rilasciati dal Laboratorio incaricato che effettua i controlli periodici di qualità. Si precisa infatti, al riguardo, che i predetti Certificati non sono significativi ai fini della fornitura, trattandosi di documenti riservati al Servizio Tecnico Centrale per i controlli finalizzati al mantenimento e rinnovo della qualificazione. Tali Certificati, peraltro, non possono sostituire i Certificati relativi alle prove effettuate a cura del Direttore dei Lavori, che devono essere rilasciati dai laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001 nell'ambito dei controlli obbligatori di cantiere.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti sopra menzionati rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

C11.3.1.7 CENTRI DI TRASFORMAZIONE

La normativa insiste, in modo particolare, sull'adozione di procedure documentate e sull'implementazione di un sistema di controllo delle lavorazioni, coerentemente alle UNI EN ISO 9001, allo scopo di garantire il mantenimento della conformità delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti oggetto di lavorazione e di assicurarne una completa tracciabilità.

Ciò comporta, da parte del centro di trasformazione, la necessità dell'adozione di tutta una serie di misure e di accorgimenti tecnici ed organizzativi, volti a garantire il mantenimento di un adeguato livello di controllo e verifica sull'intero processo produttivo e di lavorazione, ivi compresa l'adozione di un apposito archivio delle commesse adeguatamente verificabile su richiesta degli aventi titolo (Direzione lavori, Ispettori del STC).

Si ritiene opportuno esplicitare, a scopo esemplificativo, alcune di queste misure, anche alla luce delle utili indicazioni fornite nella UNI EN 13670 e nelle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale, edizione 2017, pubblicate dal Consiglio Superiore dei LL.PP.:

- Non possono essere trascurate le misure atte a garantire un adeguato stoccaggio del materiale e la sua conservazione quali ad esempio l'uso di locali appositamente attrezzati, protetti dalle intemperie, etc.
- La necessaria attenzione deve essere posta anche alle condizioni ambientali e di temperatura (adeguati accorgimenti nelle lavorazioni al di sotto di 5°C, limitazioni alla lavorazione a – 5 °C).
- E' essenziale che in fase di movimentazione dei materiali in lavorazione, le etichette di provenienza (dall'acciaieria) accompagnino i singoli elementi lavorati e siano adeguatamente conservate ed archiviate.
- Il requisito della rintracciabilità nelle fasi di lavorazione può essere assolto anche con l'impiego di software specifici basati sull'uso di codici a barre.
- I processi e le modalità operative di sagomatura adottati presso i centri, devono essere eseguiti in coerenza con quanto riportato nel Capitolo 6 e nell'Allegato D della Norma UNI EN 13670:2009 e devono essere definiti in apposite procedure/istruzioni di lavorazione, a disposizione degli operatori, preferibilmente "*a bordo macchina*".
- In linea con le normative europee, l'affidamento di alcune lavorazioni può essere effettuato previo specifico processo di qualificazione dell'affidatario, che dovrà essere almeno dotato di attestato di denuncia dell'attività come centro di trasformazione di cui al §11.3.1.7 delle NTC. Il centro affidante le lavorazioni si assume l'intera responsabilità delle lavorazioni eseguite dall'affidatario e tiene a disposizione del STC la pertinente documentazione di qualificazione dell'affidatario.
- Non è possibile svolgere l'attività di Centro di trasformazione al di fuori della sede dello stabilimento indicata nell'attestato rilasciato dal STC.
- La formazione degli operatori, che deve essere specifica sui temi oggetto dell'attività di trasformazione, non può prescindere da una sensibilizzazione circa l'importanza di una costante e periodica manutenzione delle apparecchiature, conformemente alle indicazioni fornite dalle aziende costruttrici dei macchinari.
- Gli operatori devono essere adeguatamente informati e sensibilizzati circa la necessità di un interscambio dei mandrini in funzione dei diametri delle varie barre in lavorazione, conformemente alle indicazioni fornite dalla UNI EN 13670 ed alle citate Linee guida del Consiglio Superiore dei LL.PP. Inoltre, al fine di assicurare la corretta scelta del diametro dei mandrini effettivamente da utilizzare, occorre verificare il rispetto delle lunghezze minime di ingombro dei lati, in funzione del diametro della barra in lavorazione e della effettiva sagomatura da realizzare.
- Qualora i disegni esecutivi riportino sagome con angoli e dimensioni incompatibili con i previsti mandrini minimi, il presagomatore, comunicandolo al Direttore dei Lavori, è tenuto a modificare le sagome, laddove la struttura di destinazione lo consenta, affinché rientrino nei parametri di sagomatura richiesti dalla Norma o, in caso contrario, a non realizzarle in assenza di modifiche del progetto. Per ulteriori approfondimenti si può fare utile riferimento alle citate Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale.
- Per quanto riguarda i documenti di accompagnamento delle forniture in cantiere, la dichiarazione di cui al p.to c) della Norma (dichiarazione contenente i riferimenti alla documentazione fornita dal fabbricante ai sensi del § 11.3.1.5 in

relazione ai prodotti utilizzati nell'ambito della specifica fornitura) che deve essere rilasciata dal Centro di trasformazione, può anche essere inserita nel documento di trasporto, unitamente alla dichiarazione di cui al p.to a) della Norma. Anche per i Centri di trasformazione, inoltre, la documentazione di accompagnamento può essere resa disponibile attraverso i canali informatici, con regole analoghe e quelle comunitarie, fatto salvo il documento di trasporto che segue la fornitura.

C11.3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

C11.3.2.1 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

La norma stabilisce, preliminarmente, i valori nominali della tensione di snervamento $f_{y,nom}$ e di rottura $f_{t,nom}$ che possono essere utilizzati nel calcolo delle strutture.

Vengono quindi fissati i requisiti che gli acciai devono possedere per rispondere alle attese previste nel calcolo. Nella Tabella 11.3.1.b delle NTC si stabilisce infatti che i valori caratteristici con frattile 5%, f_{yk} e f_{tk}, ottenuti mediante prove su un numero significativo di saggi, non siano inferiori ai rispettivi valori nominali fissati, ovvero 450 N/mm² e 540 N/mm².

Per garantire le necessarie caratteristiche di duttilità, le NTC stabiliscono inoltre che:

- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di snervamento effettiva, riscontrata sulla barra, ed il valore nominale $(f_y/f_{y\,nom})_k$ non sia superiore a 1,25;
- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di rottura e la tensione di snervamento $(f_t/f_y)_k$ sia compreso fra 1,15 e 1,35;
- il valore caratteristico con frattile 10% dell'allungamento al massimo sforzo $(A_{gt})_k$ non sia inferiore al 7,5%.

Tutti i confronti di cui alla Tabella 11.3.1.b, basati sui valori caratteristici, sono quindi sostanzialmente demandati ai controlli che i Laboratori ufficiali effettuano negli stabilimenti di produzione, sia in fase di qualificazione iniziale che di verifica periodica della qualità.

I valori attesi nei controlli di cantiere sono invece definiti nel § 11.3.2.12 delle NTC.

Al fine di garantire l'idoneità alla piegatura e, quindi, la necessaria lavorabilità agli acciai da c.a. la norma stabilisce che le barre debbano essere piegate a 90° e poi raddrizzate, con opportuni raggi di curvatura stabiliti in base al diametro della barra stessa, senza che, dopo la prova, le barre mostrino rotture o incrinature visibili "*ad una persona con visione normale o corretta*".

C11.3.2.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450A

Valgono le indicazioni di cui al § 11.3.2.1 delle NTC, fatti salvi i diversi valori richiesti in termini di duttilità, allungamento e lavorabilità.

C11.3.2.3 ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

In relazione alle prove sugli acciai deformati a freddo, si ribadisce che rientrano nelle categorie degli acciai deformati a freddo anche gli acciai forniti in rotoli, siano essi B450C o B450A, in quanto impiegati previa raddrizzatura meccanica. Le verifiche delle proprietà meccaniche devono essere pertanto effettuate dopo la raddrizzatura, su saggi mantenuti per 60 minuti a 100 ± 10 °C e successivamente raffreddati in aria calma a temperatura ambiente.

La prova di piegamento e raddrizzamento come indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1:2010 può essere eseguita in un intervallo di temperatura compreso tra 10°C e 35 °C.

C11.3.2.4 CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI IMPIEGO

La norma precisa che la sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

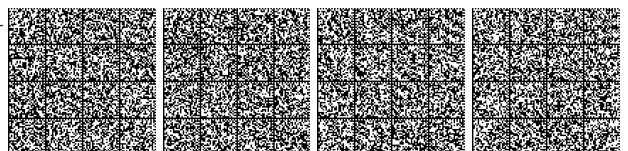
- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

Nel primo caso, per cantiere si intende esplicitamente l'area recintata del cantiere, all'interno della quale il Costruttore e la Direzione lavori sono responsabili dell'approvvigionamento e lavorazione dei materiali, secondo le competenze e responsabilità che la legge attribuisce a ciascuno.

Al di fuori dell'area di cantiere, tutte le lavorazioni di sagomatura e/o assemblaggio devono avvenire esclusivamente in Centri di trasformazione provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

C11.3.2.5 RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

Le NTC prevedono che la produzione di reti e tralicci elettrosaldati deve essere effettuata a partire da materiale di base qualificato.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con quella dell'elemento base.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, deve essere apposta su ogni confezione di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del fabbricante delle reti e dei tralicci stessi. In questo caso il produttore provvede, ove possibile, ad apporre su ogni pannello o traliccio una apposita marchiatura che identifichi il produttore medesimo. La marchiatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marchiatura supplementare indelebile. In ogni caso, se si utilizza una propria marchiatura aggiuntiva di identificazione, questa deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo. Laddove invece non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marchiatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto di base e del produttore. In questo caso il Costruttore al momento della fornitura deve verificare la presenza della predetta etichettatura ed il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione, deve rilevarne i dati e fornirli al collaudatore che ne farà cenno nel Certificato di collaudo. In caso di assenza dell'etichettatura il Direttore dei lavori deve rifiutare la fornitura.

Il riferimento alla UNI EN ISO 17660 introdotto per le reti e i tralicci elettrosaldati è applicabile anche alle travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, di cui alle pertinenti Linee Guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, con particolare riferimento alla categoria classificabile come gruppo b), ovvero alle "*travi in calcestruzzo armato o precompresso*". Assume, infatti, particolare rilevanza il rispetto delle norme sulle saldature ed in particolare della UNI EN ISO 17660-1, quando le saldature delle barre sono "load-carrying", ovvero direttamente interessate dal flusso di tensioni. Inoltre, in ogni caso non è ammissibile l'esecuzione di giunti testa-testa, mentre alle estremità delle travi, nelle cosiddette zone dissipative o zone critiche, è in ogni caso vietato l'uso di saldature per l'acciaio da c.a.

C11.3.2.8 ALTRI TIPI DI ACCIAI

C11.3.2.8.2 Acciai zincati

Per la zincatura, se effettuata in "*sub-fornitura*" in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-fornitore della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.2.10 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE – BARRE E ROTOLI

C11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione

La norma specifica chiaramente i controlli obbligatori che devono essere effettuati nei centri di trasformazione.

Tutte le prove indicate al § 11.3.2.10.3 delle NTC, sia sui rotoli che sulle barre, devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto. Ciò non vuol dire che i saggi da sottoporre a prova debbano essere necessariamente ottenuti da ferri piegati e poi raddrizzati, bensì che il Direttore di stabilimento sceglie gli spezzoni di barra da prelevare da una sagoma opportuna nella quale sia presente comunque un tratto rettilineo di lunghezza idonea in accordo a UNIEN ISO 6892-1 (in genere superiore ad un metro), dal quale prelevare lo spezzone, non piegato, da sottoporre a prova.

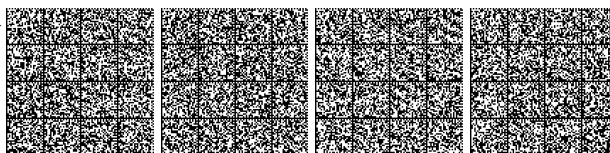
L'annotazione circa l'effettuazione dei controlli di competenza "*prima dell'invio in cantiere*" discende dalla ovvia necessità di poter utilmente intervenire, in caso di esiti negativi delle prove, sulla singola fornitura prima che il materiale sia effettivamente impiegato e posto in opera.

Le criticità che possano presentarsi in situazioni di ritardo nell'inoltro della certificazione ufficiale da parte del laboratorio di cui all'art.59 del D.P.R. 380/01, sono risolvibili ad esempio attraverso l'implementazione di procedure che prevedano la redazione di rapporti di prova preliminari e il loro tempestivo inoltro al centro di trasformazione, ovvero la consegna del materiale al cantiere di destinazione con apposita clausola, o riserva, relativa al corretto utilizzo del materiale in accordo con la vigente normativa tecnica.

Si evidenzia l'importanza dell'obbligo di effettuare almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione e la verifica del rispetto dei valori minimi riportati nella Tab. 11.3.VI a) – Valori di accettazione nei centri di trasformazione.

Le prove da effettuare, inoltre, per i rotoli devono sempre riguardare anche l'aderenza, con le modalità riportate nel par. 11.3.2.10.4 per la verifica delle singole partite ed in conformità alle UNI EN ISO 15630-1.

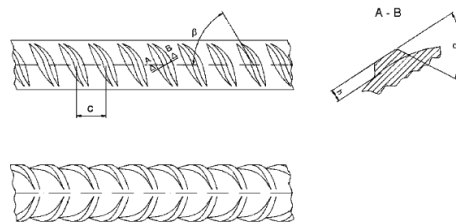
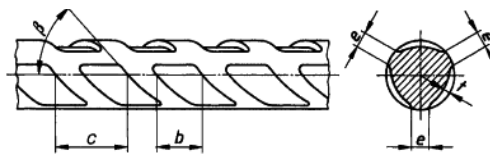
La norma prevede che analoghi controlli siano effettuati anche per il distacco al nodo saldato, evidentemente su reti e tralicci. Poiché il successivo p.to 11.3.2.11 delle norme non indica specifiche frequenze per tale tipo di prova, sarà cura del singolo Centro predisporre al riguardo apposite Procedure/Istruzioni, tenendo presente quanto espressamente indicato dalla norma: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di 6 nuovi saggi dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

La compilazione del Registro per le prove di controllo interno deve essere curata direttamente dal Direttore di stabilimento, che lo firma per validazione; anche in caso di registro in formato elettronico, occorre la necessaria formalizzazione con metodi adeguati (firma elettronica).

C11.3.2.10.4 Prove di aderenza

Per quanto riguarda le prove di aderenza, la norma prevede l'obbligo, ai soli fini della qualificazione iniziale (fatte salve eventuali ripetizioni che dovessero rendersi necessarie nel corso della qualificazione), delle prove *Beam-test* da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001, estese ad almeno tre diametri scelti negli intervalli indicati al § 11.3.2.10.4, nel numero minimo di tre barre per diametro e da eseguirsi con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, la norma conferma che non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza col metodo *Beam-test* quando se ne possa determinare la rispondenza mediante misure geometriche; ciò vale, comunque, con riferimento a barre simili, per tipologia, caratteristiche e gamma di diametri, alle barre che abbiano superato le prove *Beam-test* con esito positivo.

Nell'accertamento della rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, è stata introdotta la distinzione fra due tipologie di barre differenti sotto il profilo geometrico: l'acciaio nervato e l'acciaio dentellato, per i quali si può fare riferimento alla norma UNI EN ISO 15630-1:2010. Sostanzialmente:

- le barre di acciaio nervato, come è noto, sono caratterizzate da una sezione effettiva circolare, mentre le nervature sono posizionate al di fuori della predetta sezione effettiva;

- nelle barre di acciaio dentellate, o anche "*improntate*", le nervature sono ottenute producendo delle impronte sulla sezione circolare piena, sicché la sezione effettiva che si ottiene ha una forma approssimativamente triangolare o quadrata, a seconda che le facce nervate siano rispettivamente tre o quattro.

C11.3.2.12 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori. È opportuno che gli stessi siano effettuati prima della messa in opera del lotto di spedizione e comunque entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale. Le prove, effettuate e certificate presso uno dei laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001, devono fornire valori di resistenza ed allungamento di ciascun saggio compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella Tabella 11.3.VII a) delle NTC stesse.

Il campionamento è costituito da un prelievo di 3 saggi ogni 30 t di acciaio impiegato della stessa classe proveniente dallo stesso stabilimento o Centro di trasformazione, anche se con forniture successive. I 3 saggi di cui sopra devono essere dello stesso diametro, avendo cura di variare il diametro dei controlli successivi, nell'ambito della gamma impiegata.

Oltre alla verifica di quanto riportato nelle Tabelle 11.3.VII delle NTC e con riferimento al § 4.1.2.1.2.2 delle NTC, deve farsi presente, in merito al controllo del rapporto rottura/snervamento (f_t/f_y) che se il progettista ha adottato il modello costitutivo *a)* della relativa Figura 4.1.3, utilizzando un valore del rapporto di sovraresistenza $k = (f_t/f_y)_k$ maggiore di 1,15, il Direttore dei lavori deve accertare, mediante le previste prove di accettazione in cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore caratteristico del rapporto f_t/f_y risulti non inferiore a quello stabilito dal progettista.

È sempre opportuno che i diversi valori del rapporto snervamento/snervamento nominale (f_y/f_{ynom}), determinato sui singoli saggi, vengano riportati nei certificati rilasciati dai laboratori di cui all'art.59 del D.P.R. n. 380/2001, in relazione al comportamento strutturale di progetto (non-dissipativo o dissipativo) e alla classe di acciaio utilizzata. Il Direttore dei lavori deve infatti accertare, mediante le previste prove di cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore del predetto rapporto snervamento/snervamento nominale (f_y/f_{ynom}) risulti sempre non minore di 0.94 ($f_{y,min} \geq 425$ N/mm^2) e non maggiore di 1,27 ($f_{y,max} \leq 572$ N/mm^2).

C11.3.3 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

C11.3.3.5 PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

C11.3.3.5.2.1 ***Prove di qualificazione***

La norma prevede che le prove per la determinazione di r, L, D e t, siano eseguite nel laboratorio di cui all'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001. Qualora per ragioni tecniche, economiche o logistiche, il laboratorio, in accordo con il Fabbricante, ritiene necessario effettuare le suddette prove presso lo stabilimento di produzione, si applicano i principi dell'articolo 46 del CPR e, pertanto, dovrà essere trasmessa preventiva richiesta al Servizio Tecnico Centrale, indicando le motivazioni ed allegando la procedura operativa che descriva in modo dettagliato l'apparecchiatura di prova utilizzata e le modalità di conduzione della prova stessa.

Quanto sopra si applica anche nel caso delle *Prove di verifica della qualità* finalizzate alla determinazione di r, D e t e per la valutazione della resistenza a fatica, di cui al §11.3.3.5.2.3.

C11.3.3.5.6 Prodotti zincati

Per la zincatura, se effettuata in "*sub-fornitura*" in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-fornitore della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE

C11.3.4.1 GENERALITA'

Per la zincatura, se effettuata in *sub-affidamento* in autonomi stabilimenti, va garantito un adeguato livello di integrazione dei Controlli di Produzione in Fabbrica tra produttore degli elementi base e zincatore. A questo scopo il produttore garantisce la qualifica del sub-affidatario della zincatura, secondo idonee procedure.

C11.3.4.5 PROCESSO DI SALDATURA

Il "*Costruttore*", citato nel presente paragrafo delle NTC, è la figura, prevista nel D.P.R. 380/01, che esegue l'opera, coincide quindi con l'impresa che in cantiere, sotto la responsabilità e la vigilanza del Direttore dei lavori, procede all'assemblaggio della varie componenti metalliche, realizzando ad esempio l'intero scheletro strutturale di una costruzione, ovvero una parte di esso.

C11.3.4.6 BULLONI E CHIODI

Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1.

Come previsto dalle NTC, per quanto attiene bulloni e chiodi, il Direttore dei Lavori deve effettuare i controlli di accettazione almeno su 3 campioni ogni 1500 pezzi impiegati; il numero di campioni, prelevati e provati nell'ambito di una stessa opera, non può comunque essere inferiore a tre. Per opere per la cui realizzazione è previsto l'impiego di una quantità di pezzi non superiore a 100, il numero di campioni da prelevare è stabilito dal Direttore dei Lavori. Sui 3 campioni devono in genere eseguite prove a strappo sul bullone; qualora i risultati dovessero presentare qualche criticità, si consiglia di estendere le prove prelevando ulteriori 4 campioni sui quali eseguire:

- su tre viti: una prova di trazione verticale, una prova di taglio o rescissione, una prova di tenacità;
- su tre dadi: una prova di carico, una prova di durezza, una prova di allargamento;
- sul quarto bullone: una ulteriore prova di strappo.

C11.3.4.10 CENTRI DI TRASFORMAZIONE E CENTRI DI PRODUZIONE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

Agli stabilimenti che producono o lavorano esclusivamente elementi in acciaio per carpenteria metallica in ottemperanza ad una norma europea armonizzata, si applica il p.to 11.1, caso A), in conformità alla corrispondente norma armonizzata; per essi si rimanda a quanto indicato al p.to 11.3.4.1 . E' questo il caso dei fabbricanti che producono componenti e kit in ottemperanza alle UNIEN 1090-1,delle officine di produzione dei bulloni in ottemperanza alle UNIEN 14399 e UNIEN 15408 e dei chiodi in ottemperanza alle UNIEN 10263. Tali stabilimenti, pur effettuando lavorazioni che concettualmente rientrano nelle definizioni elencate al p.to 11.3.4.10, non sono evidentemente soggetti alle prescrizioni ivi riportate in quanto la loro attività è riferita unicamente a materiali e prodotti coperti da una EN armonizzata.

Pertanto, l'ambito di applicazione del p.to 11.3.4.10 riguarda unicamente gli stabilimenti o impianti che impiegano materiali, prodotti e/o componenti strutturali per i quali non sia applicabile la marcatura CE, oppure che realizzano una lavorazione in sub-fornitura per conto del costruttore e, pertanto, non immettono prodotti lavorati direttamente nel mercato.

Nelle attività di questi stabilimenti o impianti si individuano le seguenti principali casistiche:

- Officine per la produzione di chiodi e bulloni: laddove essi intendano realizzare elementi che non rispondono alle caratteristiche di cui al p.to 11.3.4.6, devono preliminarmente provvedere alla qualificazione dei loro prodotti secondo quanto indicato al p.to 11.1-caso B), con le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2;
- Centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate: i materiali soggetti a lavorazione sono quelli oggetto delle norme armonizzate citate nel Capitolo 11.3.4.1 delle NTC e delle altre norme citate al punto 11.3.4.10 delle NTC. Laddove si effettuassero lavorazioni su materiali diversi da questi, il centro deve preliminarmente provvedere alla qualificazione dei loro prodotti secondo quanto indicato al punto 11.1-caso B delle NTC), con le procedure di qualificazione indicate al punto 11.3.1.2 delle NTC;
- Officine di produzione di elementi strutturali: gli elementi seriali da essi fabbricati sono qualificabili quali elementi finiti di cui al p.to 11.3.1.2 e la loro conformità sarà valutata secondo quanto indicato al p.to 11.1-caso B), con le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2;
- Centri di prelavorazione/servizio e officine di produzione di carpenteria metallica: normalmente tali impianti realizzano lavorazioni in sub-fornitura per conto del costruttore, su materiali marcati CE, quindi non immettono prodotti lavorati direttamente sul mercato. Quando tali impianti ricevono elementi base (prodotti lunghi e/o piani) che non sono marcati CE in quanto non soggetti a norma armonizzata, devono preliminarmente verificare che tali elementi siano dotati di idonea qualificazione ai sensi del p.to 11.1-caso B, secondo le procedure di qualificazione indicate al p.to 11.3.1.2; in mancanza di tale qualificazione, il materiale base non può essere lavorato ed i prodotti strutturali da essi realizzati non possono essere impiegati.

C11.3.4.11 PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

C11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione e nei centri di produzione di elementi tipologici in acciaio

C11.3.4.11.2.1 *Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo*

Per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate possono essere impiegati nastri o piatti di acciai conformi sia alle UNI EN 10025 (di cui al § 11.3.4.1 delle NTC) sia alle UNI EN 10149 ed alle UNI EN 10326 (di cui al § 11.3.4.11.2 delle NTC).

Gli acciai conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 10025, recanti la marcatura CE, ai quali si applica il sistema di controllo 2+, devono essere dotati della documentazione di cui al punto A del § 11.1 delle NTC.

Altri tipi di acciaio, seppure conformi ad eventuali norme europee non armonizzate, devono essere sottoposti ai procedimenti di qualifica e devono essere dotati della documentazione di cui al punto B del § 11.1 delle NTC.

Gli acciai per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate devono appartenere ai gradi da S 235 ad S 460 compresi.

Per gli acciai da qualificare secondo il punto B del § 11.1 delle NTC, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e rottura f_{tk} riportati nella seguente tabella C11.3.4.11.2.I. Tali acciai potranno essere impiegati nella gamma di spessori da 0,6 a 15 mm compresi.

Tabella C11.3.4.11.2.I

Tipo di acciaio	Norma di riferimento	Qualità degli acciai	f_{yk} [N/mm²]	f_{tk} [N/mm²]
Nastri e lamiere di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo. Condizioni tecniche di fornitura.	UNI EN10326	S 250GD+Z	250	330
		S 280GD+Z	280	360
		S 320GD+Z	320	390
		S 350GD+Z	350	420
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai ottenuti mediante laminazione termomeccanica.	UNI EN 10149-2	S 315 MC	315	390
		S 355 MC	355	430
		S 420 MC	420	480
		S 460 MC	460	520
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai normalizzati o laminati normalizzati.	UNI EN 10149-3	S 260 NC	260	370
		S 315 NC	315	430
		S 355 NC	355	470
		S 420 NC	420	530

I raggi interni di piegatura dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate devono rispettare le seguenti limitazioni:

Acciai S 235 – S 275	t ≤ 8 mm	r/t ≥ 1
	8 mm < t ≤ 15 mm	r/t ≥ 1,5.
Acciai S 355 – S 469	t ≤ 4 mm	r/t ≥ 1
	4 mm < t ≤ 15 mm	r/t ≥ 1,5.

C11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

In merito ai criteri di valutazione dei risultati dei controlli di accettazione, che la norma prevede siano adeguatamente stabiliti dal Direttore dei lavori, può farsi riferimento ai valori minimi garantiti dal produttore, indicati nelle pertinenti norme europee armonizzate di riferimento, ove disponibili.

C11.4 ANCORANTI PER USO STRUTTURALE E GIUNTI DI DILATAZIONE

Le NTC stabiliscono che per la qualificazione ed identificazione degli ancoranti e dei giunti di dilatazione stradale per uso strutturale si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base, rispettivamente, delle Linee guida di benestare tecnico europeo ETAG 001 ed ETAG 032.

Dette Linee Guida ETAG possono essere impiegate, ai sensi dell'articolo 66(3) del *CPR*, come Documenti per la Valutazione Europea (EAD)fino all'eventuale emanazione, da parte dell'EOTA, degli EAD che sostituiranno, rispettivamente, le suddette Linee Guida ETAG 001 e/o ETAG 032.

C11.5 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO

C11.5.1 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI

Le NTC stabiliscono che per la qualificazione ed identificazione dei sistemi di precompressione a cavi post-tesi si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1.

Nel caso di marcatura CE basata su ETA, come per le eventuali prove di accettazione, si applica la Linea Guida ETAG 013.

Detta Lina Guida ETAG può essere impiegata, ai sensi dell'articolo 66(3) del *CPR*, come Documento per la Valutazione Europea (EAD) fino all'eventuale emanazione, da parte dell'EOTA, degli EAD che sostituiranno le suddette Linee Guida ETAG013.

C11.6 APPOGGI STRUTTURALI

Per gli appoggi ricadenti nel campo di applicazione delle norme europee armonizzate della serie UNIEN 1337 il Direttore dei Lavori dovrà verificare che il prodotto sia dotato di marcatura CE rilasciata in conformità alla pertinente norma armonizzata, nonché la corrispondenza della relativa documentazione con il prodotto in accettazione e lo specifico uso previsto. Per tutti gli usi strutturali si applica il Sistema di Valutazione e Verifica della Costanza della Prestazione 1 ed il fabbricante dichiara le caratteristiche tecniche di prodotto elencate nelle Appendici ZA delle relative norme armonizzate.

Nel caso di appoggi strutturali non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione di una delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337, si applica il caso C) del §11.1.

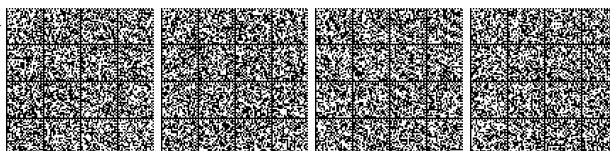
Per gli appoggi ad uso strutturale, quindi, non ha più validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuata, per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto a) della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16/5/96.

Ai fini dell'impiego, il Direttore dei Lavori dovrà anche verificare, in fase di accettazione, la presenza della documentazione di qualificazione e del manuale contenente le specifiche tecniche di posa in opera, nonché, in fase di esecuzione, curare che l'istallazione avvenga in coerenza con le dette specifiche.

C11.7 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

C11.7.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda la qualificazione ed identificazione dei differenti materiali o prodotti a base di legno, si rimanda a quanto indicato alle casistiche A, B e C come indicato al §. 11.1 delle NTC.

Sia per i prodotti oggetto di marcatura CE (secondo i casi A e C del par. 11.1), che per i materiali oggetto di procedura di qualificazione nazionale (caso B del par. 11.1) o di Certificato di Valutazione Tecnica (Caso C del par. 11.1) valgono gli obblighi di denuncia di attività definite per i centri di lavorazione di cui il par. 11.7.10.1 delle medesime NTC.

C11.7.2 LEGNO MASSICCIO

C11.7.2.1 LEGNO MASSICCIO CON SEZIONE RETTANGOLARE

I prodotti in legno massiccio a sezione rettangolare devono essere oggetto di una classificazione secondo la resistenza, al fine di assegnare ad ogni singolo segato una classe di resistenza, usualmente coerente con quanto proposto dalla UNI EN 338.

C11.7.2.2 LEGNO MASSICCIO CON SEZIONI IRREGOLARI

Per legno massiccio con sezione irregolare si intendono quei prodotti che, per geometria della sezione e/o per rastremazione del fusto, non rientrano all'interno del campo di applicazione della UNI EN 14081-1. Per tali prodotti, quali ad esempio le travi "*uso Fiume*" o "*uso Trieste*", in assenza di una specifica Valutazione Tecnica Europea (ETA) si applicano le procedure di qualificazione previste nel § 11.7.10 delle NTC.

Ai fini della classificazione del materiale, in assenza di specifiche regole (ad. es UNI 11035-3), si potrà fare riferimento a quanto previsto per gli elementi a sezione rettangolare, senza considerare le prescrizioni sugli smussi e sulla variazione della sezione trasversale, purché nel calcolo si tenga conto dell'effettiva geometria delle sezioni trasversali.

C11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

Gli elementi in legno massiccio giuntati "*a tutta sezione*" devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 15497 e non possono essere usati per opere in Classe di servizio 3.

C11.7.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO E LEGNO MASSICCIO INCOLLATO

I prodotti in legno lamellare e di legno massiccio incollato devono essere sottoposti a marcatura CE in accordo alla UNI EN 14080.

Per il legno lamellare incollato e il legno massiccio incollato, realizzati con legno di latifoglia (o prodotti realizzati attraverso l'impiego di specie non elencate all'interno della Norma Armonizzata UNI EN 14080),si dovrà fare riferimento al caso C) del §11.1.

C11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO

Ai pannelli in compensato di tavole, non compresi nel campo di applicazione della UNI EN 13986 o in assenza di altra specifica norma armonizzata, si applica il caso C) di cui al §11.1 delle NTC. I Certificati di Valutazione Tecnica sono rilasciati sulla base dei criteri contenuti nelle "*Linee Guida per l'Impiego di prodotti, materiali e manufatti innovativi in legno per uso strutturale*".

Pannelli chiodati o assemblati mediante cambre, viti o altri sistemi che non prevedano l'utilizzo di adesivi non sono assimilabili ai pannelli di cui sopra e devono risultare conformi a specifici EAD/ETA o, in alternativa, qualificati tramite Certificati di Valutazione Tecnica rilasciati dal Servizio Tecnico Centrale, così come altresì previsto dal p.to C del § 11.1 delle NTC.

C11.7.8 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

In presenza di azioni sismiche e con particolare riferimento al § 7.7.5.2. delle NTC, il fabbricante, al fine di garantire le prestazioni previste nei confronti del comportamento a carici ciclici degli elementi meccanici di collegamento di cui al par. 11.7.10.2, dovrà fare riferimento ai criteri e alle modalità di prova pertinenti indicati nella UNI EN 14592 o nelle altre specifiche tecniche applicabili.

C11.7.10 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE – CENTRI DI LAVORAZIONE

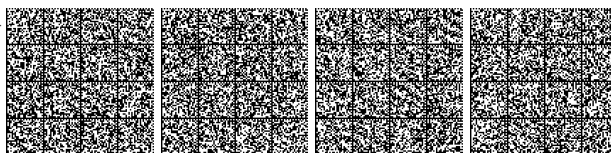
C11.7.10.1 FABBRICANTI E CENTRI DI LAVORAZIONE

Il fabbricante deve assicurare un sistema di controllo della produzione in fabbrica, tale da poter attribuire al prodotto i coefficienti parziali di sicurezza di cui al § 4.4.6 delle NTC.

Qualora il fabbricante intendesse attribuire il tipo di legname alla colonna B della tabella 4.4.III delle NTC, nella documentazione di accompagnamento delle forniture deve essere fatto esplicito riferimento ai coefficienti di variazione calcolati in fase di caratterizzazione fisico-meccanica dei prodotti.

Per la qualificazione di elementi "*legname a sezione irregolare*" il produttore deve dare evidenza:

- dei processi di selezione e classificazione del materiale base;
- della competenza del classificatore e del corretto stoccaggio del materiale (sia questo tondo che segato), descrivendo altresì ogni passaggio produttivo in modo da assicurare la tracciabilità di prodotto in funzione della sua provenienza e del tipo di legname impiegato.

Allo stesso modo devono essere assicurate le tolleranze dei prodotti immessi sul mercato secondo quanto definito dalla UNI EN 336.

Per la denuncia di attività, il centro di lavorazione deve dare evidenza:

- delle tipo di lavorazione effettuate e del rispetto delle dimensioni così come previsto in sede di progetto tenendo conto delle tolleranze indicate nelle specifiche tecniche di riferimento;
- dei controlli e delle misure adottate al fine di non compromettere la conformità del prodotto definita dal produttore;
- dei sistemi di tracciabilità adottati e della opportuna formazione del personale nell'utilizzo dei macchinari presenti in azienda.

Gli Attestati di produzione di elementi strutturali in legno (uso Fiume, uso Trieste e tavolato strutturale con profilo maschio - femmina), già rilasciati ai sensi delle precedenti NTC 2008, cessano di avere validità allo scadere dei cinque anni dall'entrata in vigore delle NTC 2018. Alla scadenza occorrerà inoltrare apposita istanza di rinnovo, pagando le relative tariffe indicate dal D.M. 267/2012.

In relazione ai termini di rinnovo annuale i titolari degli Attestati di Produzione dovranno confermare la loro attività entro il 31 Dicembre di ogni anno, allegando documentazione attestante i controlli di produzione effettuati nell'anno precedente.

Gli Attestati di denuncia attività dei centri di lavorazione continuano ad essere senza scadenza; ne consegue che i precedenti attestati rilasciati ai sensi delle NTC 2008 continueranno ad essere validi anche per le nuove NTC 2018.

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo degli attestati di qualificazione, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio e come previsto al § 11.7.10.1, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

Per quanto riguarda i Corsi di formazione e di Aggiornamento per "*Direttori tecnici della produzione*", si rammenta che "*appositi corsi*" di formazione erano già stati introdotti con le precedenti NTC 2008; sono ora previsti anche i Corsi di aggiornamento, a cadenza triennale, aventi carattere obbligatorio: ne consegue che i Direttori che abbiano già seguito un Corso di formazione, in caso di mancato aggiornamento, vedranno decadere la loro qualificazione di Direttore. Gli attestati di partecipazione rilasciati ai sensi delle precedenti NTC 2008, cessano di avere validità al termine di tre anni dalla data di entrata in vigore dell'attuale "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*", ovvero al 20 marzo 2021.Tutti i Corsi di formazione dovranno essere preventivamente approvati dal STC, a seguito di una valutazione ed esame delle richieste avanzate dalle società ed enti organizzatori dei corsi medesimi.

C11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità degli elementi strutturali in legno posti in opera, qualità che sarà controllata dal Direttore dei Lavori secondo le procedure di cui al § 11.7.10.2. Lo stesso costruttore, nell'ambito delle proprie responsabilità, prima dell'inizio della costruzione dell'opera, deve acquisire idonea documentazione relativa ai componenti, per ciascun elemento strutturale in legno da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni indicate nel progetto. Tale documentazione dovrà essere comprensiva sia della fase di produzione come da §. 11.1 (casi A, B o C) che di quella di centro di lavorazione come da § C11.7.10.1. Inoltre ai fini della rintracciabilità dei prodotti, il costruttore deve assicurare la conservazione della medesima documentazione, unitamente a marchiature o etichette di riconoscimento, fino al completamento delle operazioni di collaudo statico.

C11.7.10.2 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Il direttore lavori effettua i controlli di seguito descritti:

- per gli elementi in legno massiccio oggetto di una classificazione a vista, il direttore lavori esegue una ripetizione della classificazione secondo la resistenza con la stessa regola utilizzata in stabilimento sul almeno il 5% del materiale fornito;
- per gli elementi in legno massiccio oggetto di una classificazione a macchina, il direttore lavori esegue una ripetizione della classificazione in accordo ai requisiti per l'ispezione a vista supplementare così come riportato all'interno della UNI EN 14081-1.

Inoltre:

- In relazione ad elementi lineari o planari che devono essere incorporati in pacchetti costruttivi atti a definire la stratigrafia di strutture opache orizzontali, verticali e coperture assemblate in situ, non ventilati, il Direttore Lavori è opportuno che provveda ad assicurarsi che l'umidità degli elementi portanti al momento della chiusura della stratigrafia interessata sia inferiore o uguale al 18%. Tale controllo dovrà interessare almeno il 10% del materiale strutturale fornito ed essere uniformemente distribuito su tutta la fornitura messa in opera.
- In relazione ai collegamenti il Direttore Lavori dovrà assicurarsi che le distanze degli elementi di collegamento (dai bordi o dalle estremità degli elementi lignei, e gli interassi tra i medesimi elementi), siano quelle indicate nel progetto. Può essere prevista una tolleranza sulle distanze indicate in sede di progetto al massimo pari al 5%.
- Per gli elementi meccanici di collegamento all'interno delle zone dichiarate quali dissipative, secondo quanto indicato nel § 7.7.1, qualora non ne sia definito il comportamento a carichi ciclici secondo le specifiche tecniche applicabili, il Direttore

Lavori esegue prove meccaniche di accettazione in ragione della criticità, della differenziazione e numerosità, come altresì riportato nel § 11.7.10.2.

In relazione ai controlli di accettazione in cantiere su elementi strutturali in legno il Direttore lavori può fare altresì utile riferimento a metodi di classificazione misti, attuati tramite l'utilizzo di strumenti portatili di ausilio alla classificazione a vista e a quanto previsto dal rapporto tecnico UNI TR 11499.

C11.8 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

C11.8.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda la qualificazione ed identificazione degli specifici materiali o prodotti, si applicano, in relazione agli specifici prodotti, i casi A), B) o C) previsti al § 11.1 delle NTC, secondo quanto di seguito precisato:

- Se è disponibile una norma armonizzata (caso A del § 11.1) il cui riferimento è riportato in GUUE, al termine del periodo di coesistenza, è possibile l'impiego di tale prodotto solo in presenza della prevista documentazione di marcatura CE e Dichiarazione di Prestazione, così come altresì definito dal Capo II del CPR). In tal caso non si applicano le procedure di qualificazione così come riportato nel § 11.8.4 delle medesime NTC;
- Se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata, pubblicata GUUE ma per la quale non sia ancora terminato il periodo di coesistenza, il produttore può optare *alternativamente* per la procedura di qualificazione nazionale riportata nel § 11.8.4 delle NTC, (caso B), oppure per la marcatura CE (caso A);
- Qualora il prodotto sia oggetto di una Valutazione Tecnica Europea (ETA), sulla base di un Documento di Valutazione Tecnica Europea (EAD) pubblicato sulla GUUE, in accordo al Capo IV del CPR, il produttore appone la marcatura CE in accordo alla specifica tecnica applicabile (ETA). In alternativa all'iter di Valutazione Tecnica Europea (ETA), un produttore può definire la conformità del proprio prodotto anche sulla base di Linee guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (ove disponibili) al fine di ottenere un "*Certificato di Valutazione Tecnica*".
- Negli altri casi si applica la procedura di qualificazione nazionale riportata nel § 11.8.4 delle NTC, (caso B del § 11.1).

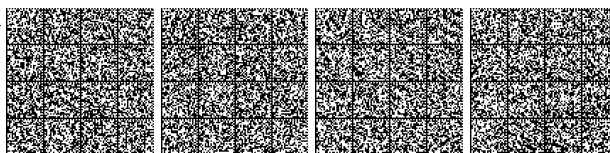
Le disposizioni di cui ai §§ 11.8.1, 11.8.2 ed 11.8.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni si intendono estese anche agli elementi prefabbricati di cui al p.to C del § 11.1, per i quali sia stato rilasciato un Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (CIT) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

La procedura di qualificazione degli elementi prefabbricati comprende anche le fasi intermedie di produzione, quali quelle di produzione del calcestruzzo e di lavorazione dei ferri di armatura. Pertanto, nell'ambito del sistema di controllo della produzione devono essere predisposte apposite e dettagliate "procedure" ed "istruzioni" anche relative a tali aspetti operativi.

Inoltre, di regola, salvo produzioni di elementi secondari e se appositamente autorizzate dal Servizio Tecnico Centrale, la produzione di elementi di serie non può prescindere dalla effettiva produzione del calcestruzzo, nella stessa sede dello stabilimento di prefabbricazione; la mancanza o il non utilizzo di idonei impianti per la conservazione delle materie prime e di un impianto di betonaggio interno allo stabilimento costituiscono, nella maggior parte dei casi, condizioni ostative per la qualificazione dello stabilimento e dei prodotti, in quanto elementi significativi ai fini della valutazione complessiva della validità dell'intera organizzazione del processo produttivo e del sistema di controllo della produzione, requisiti espressamente richiesti dai §§ 11.8.1 e segg. delle NTC. In altri termini, il fatto di delegare i principali fattori di produzione al confezionatore esterno del calcestruzzo, fa venire meno, per un produttore di serie, i presupposti stessi della presenza di un processo produttivo opportunamente organizzato e del mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, secondo il dettato dei §§ 11.8.1 ed 11.8.2 delle NTC.

Conseguentemente, lo stabilimento deve essere anche in possesso di adeguate apparecchiature per il confezionamento del calcestruzzo e la conservazione dei relativi provini, nonché di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto. Laddove sia utilizzato un processo automatico di produzione e controllo del calcestruzzo, occorre specificare e dare evidenza dei sistemi interni di controllo e gestione presenti nel sistema automatizzato.

Gli elementi costruttivi di produzione occasionale di cui ai §§ 4.1.10 e 11.8 delle NTC sono quelli prodotti in stabilimenti temporanei, esterni rispetto allo specifico cantiere per il quale sono allestiti, o anche in impianti permanenti, seppure dedicati in via principale alla produzione di serie. Tali elementi devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, certificato da ente terzo (come specificato al § 11.8.3 delle NTC).A tale proposito si precisa che detta certificazione non è necessario che sia relativa all'intero sistema di gestione della qualità dell'azienda, ma è sufficiente che sia riferitaalla gestione che sovraintende allo specifico "*sistema di controllo della produzione*"

Inoltre, essendo a tutti gli effetti assimilabili a normali cantieri edilizi, gli "*stabilimenti di produzione occasionale*" sono soggetti a tutti i controlli prescritti nei §§ 11.2 e 11.3 delle NTC, in particolare per quanto riguarda i calcestruzzi prodotti ed i controlli sui ferri di armatura. Inoltre, ai sensi del § 4.1.10.3, per quanto riguarda la produzione degli elementi prefabbricati, detti stabilimenti "*occasionali*" sono soggetti alla supervisione tecnica del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione dei medesimi elementi

prefabbricati. In tal senso è anche compito del Direttore dei lavori far eseguire gli usuali controlli di accettazione previsti dalle norme; ciò indipendentemente dal soggetto al quale è attribuito il costo delle prove stesse, secondo gli accordi contrattuali.

Per la produzione occasionale non è previsto alcun adempimento, né tecnico né amministrativo, nei confronti del Servizio Tecnico Centrale.

La produzione occasionale non può, in nessun caso, essere riferita a manufatti coperti da norma armonizzata, per la quale sia terminato il periodo di coesistenza.

I manufatti prefabbricati "*a piè d'opera*", cioè all'interno dello stesso cantiere dell'opera di destinazione, sono realizzati sotto la piena responsabilità del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

Laddove il produttore di elementi prefabbricati commercializzi direttamente anche il calcestruzzo prodotto con processo industrializzato ovvero ferri di armatura lavorati, allora dovranno essere applicate, per tali lavorazioni, distinte procedure di qualificazione relative alla produzione del calcestruzzo con processo industrializzato (§ 11.2.8 delle NTC) ed ai centri di lavorazione di elementi in acciaio (§ 11.3.1.7 delle NTC).

C11.8.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE

Per quanto riguarda il Registro di Produzione del calcestruzzo ed il Registro dei controlli sull'acciaio d'armatura, fa capo al Direttore di stabilimento la responsabilità di quanto viene trascritto su detti Registri. La trascrizione materiali e dei dati può anche essere effettuata da un tecnico di fiducia espressamente delegato dal direttore di stabilimento.

Nel caso, assai frequente, in cui nello stabilimento si effettuino operazioni di saldatura strutturale o operazioni di lavorazione e sagomatura sugli acciai d'armatura, le NTC indicano il tipo e la frequenza di prove da effettuare, al fine di verificare che le lavorazioni non alterino le caratteristiche originarie del materiale. Come precisato nelle NTC, tali prescrizioni si intendono riferite unicamente agli acciai destinati alla realizzazione dei manufatti prefabbricati per i quali non sia applicabile la marcatura CE. Laddove vengano effettuate lavorazioni su acciai d'armatura non destinati ai manufatti prodotti ma ad una commercializzazione autonoma degli acciai stessi, per tale attività lo stabilimento è assimilato a tutti gli effetti quale centro di trasformazione ai sensi del § 11.3.1.7 delle Norme tecniche.

C11.8.4 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

C11.8.4.2 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE DICHIARATA

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo degli attestati di qualificazione, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio, compresi gli elaborati relativi all'attività svolta, di cui al § 11.8.4.2, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

C11.8.4.3 QUALIFICAZIONE DELLA PRODUZIONE IN SERIE CONTROLLATA

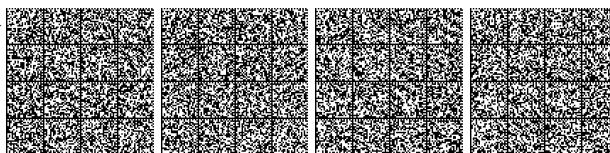
La procedura di qualificazione in serie controllata, per cui le NTC prevedono il rilascio di Certificato di Valutazione Tecnica, è analoga a quella adottata secondo il D.M. 14.01.2008.

Per quanto riguarda le procedure di rinnovo dei Certificati di Valutazione Tecnica, l'istanza va trasmessa almeno sessanta giorni prima della scadenza del periodo di validità dell'Attestato, corredata di tutta la documentazione prevista per l'avvio della procedura di qualificazione, secondo l'elenco aggiornato reso disponibile dal Servizio e come previsto al § 11.8.4.3, nonché della ricevuta di avvenuto pagamento delle tariffe previste per il rilascio dell'attestato. Per quanto riguarda la documentazione rimasta invariata, si deve comunque produrre una dichiarazione che ne attesti la permanenza della validità, con relativo elenco esplicativo.

C11.8.5 DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

Le disposizioni di questo punto si applicano puntualmente ai manufatti prefabbricati non rientranti nel campo di applicazione delle norme europee armonizzate. Si rammenta, tuttavia, che al § 11.8.1 si precisa che, ai fini dell'impiego, i manufatti coperti da UNIEN armonizzate devono comunque rispettare i §§ 11.8.2, 11.8.3.4 ed 11.8.5, laddove applicabili e per quanto non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Per quanto riguarda i documenti che devono corredare la singola fornitura di manufatti prefabbricati, si precisa inoltre quanto segue.

Il certificato di origine firmato dal fabbricante, di cui al p.to e) dell'elenco, nel caso dei manufatti prodotti in serie controllata coincide con il Certificato di valutazione tecnica di cui al p.to 11.8.4.3; per i manufatti di tipo occasionale, il certificato d'origine può essere utilmente sostituito dalla copia del certificato del sistema di controllo che sovraintende al processo di fabbricazione, di cui al p.to 11.8.3.

Il punto f) indica che devono essere allegate anche le copie dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001. Tali certificati sono quelli relativi ai prelievi di calcestruzzo destinati al controllo di tipo A, di cui al p.to 11.8.3.1 delle norme, ma anche alle prove effettuate sugli acciai d'armatura: p.to 11.8.3.1 per le produzioni di serie; p.to 11.3.2.12 (barre d'armatura, reti e tralicci; 11.3.3.5.4 c.a.p.) per produzioni occasionali.

C11.8.6 DISPOSITIVI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

Le NTC prevedono che i dispositivi meccanici che garantiscono il collegamento fra elementi prefabbricati, siano dotati di marcatura CE ai sensi del § 11.1, caso A), oppure, ai sensi del § 11.1, caso C), di Marcatura CE sulla base della pertinente "*Valutazione Tecnica Europea*" (ETA), o ancora, di un "*Certificato di Valutazione Tecnica*" rilasciato dal Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In assenza di una norma armonizzata per lo specifico dispositivo meccanico e nelle more dell'emanazione di apposita Linea Guida per il rilascio del citato Certificato di Valutazione tecnica da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si osserva che, allo stato, la maggior parte di detti elementi sono realizzabili in appositi centri di trasformazione, dotati di certificazione CE ai sensi delle norme armonizzate UNIEN 1090-1, ovvero di apposita denuncia di attività rilasciata dal STC.

C11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI E DI CONTROLLO DI VIBRAZIONI

I dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni, così come definiti nella norma, sono tipicamente utilizzati per realizzare sistemi di isolamento sismico, negli edifici, nei ponti e in altri tipi di costruzioni (si veda il § 7.10 delle NTC), e sistemi di dissipazione di energia, che negli edifici sono costituiti quasi sempre da controventi che incorporano dispositivi dissipativi. Alcuni tipi di dispositivi sono, inoltre, utilizzati per variare favorevolmente lo schema strutturale, congiuntamente o indipendentemente dai suddetti sistemi, introducendo vincoli temporanei che entrano in funzione, o interrompono la loro funzione di vincolo, in presenza di azioni sismiche.

La progettazione dei dispositivi antisismici e la definizione delle loro prestazioni deve tener conto delle azioni loro applicate nelle normali condizioni di servizio, affinché possano non creare problemi alla costruzione in tali condizioni e presentarsi in piena efficienza funzionale in caso di terremoto. In particolare la capacità di spostamento di tutti i dispositivi deve tener conto degli effetti termici sulla struttura nel quale il dispositivo è inserito, i cui spostamenti indotti dovranno essere sommati a quelli prodotti dal terremoto di progetto. Quando la presenza di dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni comporta un rapporto di smorzamento modale tale da superare il limite di cui alla formula [3.2.4] delle Norme tecniche, limite che va comunque rispettato nei calcoli, il progettista dovrà esprimere un giudizio motivato sull'accettabilità dell'utilizzo, nei calcoli, di forme modali non smorzate.

In merito alle procedure di qualificazione si applica il § 11.9.2 delle NTC, ed in particolare ai dispositivi ricadenti nella norma europea armonizzata UNI EN 15129 si applica il caso A) del §11.1 delle NTC, secondo il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione 1 previsto nella suddetta norma europea armonizzata per le applicazioni critiche.

Nel caso di dispositivi antisismici non ricadenti, o non completamente ricadenti, nel campo di applicazione della norma europea armonizzata UNI EN 15129, si applica il caso C) del §11.1.

In aggiunta a quanto previsto ai punti A) o C) del § 11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera e la manutenzione.

Per i dispositivi antisismici, quindi, non ha più alcuna validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuato per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto *a)* della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16 maggio 1996.

C11.9.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In questo Capitolo i dispositivi sono classificati in relazione alla funzione strutturale che devono svolgere e alle loro modalità di funzionamento, ovvero al loro legame caratteristico forza-spostamento. Le specifiche indicate nel presente Capitolo sono valide per tutti i dispositivi trattati, comunque impiegati per la protezione sismica della struttura.

I *Dispositivi di* vincolo *temporaneo,* suddivisi in *Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile"* e *Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio*, rappresentano dei vincoli ausiliari le cui caratteristiche permangono immutate sino al raggiungimento di particolari condizioni. In particolare, i primi consentono di solidarizzare le parti che collegano sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti come se non fossero presenti. Pertanto, essi rappresentano un vincolo sino a quando non si raggiunge il valore della forza di soglia, oltre il quale il vincolo è disattivato ed una sua riattivazione può avvenire solo mediante la sostituzione o un eventuale intervento meccanico.

I *dispositivi dinamici di* vincolo *provvisorio*, detti anche "*shock transmitters*", hanno una logica di funzionamento inversa rispetto alla precedente, ovvero lasciano libere e prive di vincolo, le parti da essi collegate, sino a quando i movimenti relativi tra gli elementi

che collegano non si manifestino con una velocità maggiore della velocità di attivazione del dispositivo, superata la quale si trasformano, per la durata del movimento rapido, in collegamento pressoché rigido tra le parti. Tali dispositivi vengono utilizzati, ad esempio, per solidarizzare temporaneamente due elementi in presenza di movimenti rapidi (quali quelli dinamici dovuti ad un evento sismico) per la durata dell'azione dinamica, consentendo prima e dopo l'evento, tutti i movimenti lenti (in particolare quelli legati alle dilatazioni termiche) come se le parti non fossero tra loro collegate.

I Dispositivi dipendenti dallo spostamento, a loro volta suddivisi in *Dispositivi a comportamento lineare* o "*Lineari*" e *Dispositivi a comportamento non lineare* o "*Non Lineari*", sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità. I primi hanno un comportamento sostanzialmente lineare e nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi mentre i secondi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti dalle esigenze progettuali e, comunque, con dei requisiti minimi nel seguito descritti.

Nei Dispositivi dipendenti dalla velocità detti anche *Dispositivi a comportamento viscoso* o "*Viscosi*" il legame costitutivo forza-spostamento può dipendere sia dalla sola velocità che, contemporaneamente, dalla velocità e dallo spostamento. Il funzionamento è caratterizzato dalle forze di reazione generate dal flusso di un fluido viscoso che passa, attraverso orifizi o sistemi di valvole, tra le due camere che il dispositivo possiede.

I *Dispositivi di isolamento*, o "*Isolatori*", suddivisi in "*Isolatori elastomerici*" ed "*Isolatori a scorrimento*", svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. I primi sono costituiti da strati di gomma frapposti tra piastre in acciaio e ad esse solidarizzati mediante vulcanizzazione. Tale configurazione, rispettando taluni rapporti geometrici, determina un forte confinamento alla deformazione trasversale della gomma e conferisce al dispositivo un'elevata rigidezza e resistenza nei confronti dei carichi verticali, conservando un'elevata deformabilità trasversale.

Gli isolatori a scorrimento hanno un funzionamento caratterizzato da basse forze di attrito orizzontali, la cui entità dipende dal tipo di superfici utilizzate e dal loro trattamento, che si sviluppano all'interfaccia tra i materiali che costituiscono le due superfici di contatto su cui avviene lo scorrimento.

C11.9.3 PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

La procedura di accettazione è finalizzata ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi messi in opera siano coerenti con le caratteristiche riscontrate nelle prove di qualificazione sui prototipi dei dispositivi e con quanto previsto nel progetto.

Poiché talvolta le forze e gli spostamenti di progetto dei dispositivi reali sono tali da rendere difficoltosa, se non proibitiva, l'esecuzione delle prove in condizioni dinamiche, le prove di accettazione sono prove quasi-statiche, ed il confronto potrà essere effettuato sui parametri di comportamento valutati, sia in qualifica che in accettazione, in condizioni quasi-statiche.

È evidente che, ove fosse possibile effettuare prove in condizioni dinamiche anche per l'accettazione, quest'ultima modalità sarà da preferire, così da poter confrontare direttamente i parametri caratteristici del comportamento in condizioni più simili a quelle sismiche reali.

C11.9.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

I dispositivi "*lineari*" sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità e pressoché lineare, non mostrando, allo scarico, spostamenti residui significativi.

La linearità della risposta si riscontra accertando che il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sia minore del 15% e che lo scarto tra la rigidezza iniziale K_{in}, valutata come la rigidezza secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto, e la rigidezza equivalente K_e, valutata come pendenza della secante tra i punti di massimo spostamento positivo e negativo in un ciclo completo, sia minore del 20% della rigidezza K_{in} (per i dispositivi a comportamento lineare la rigidezza del primo tratto K_1 può essere assunta pari a K_{in}).

Per la valutazione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, in un singolo ciclo di carico di un dispositivo, si fa riferimento alla seguente formulazione:

$$\xi_e = E_d / (2 \pi F d) = E_d / (2 \pi K_e d^2)$$

dove

- d è lo spostamento massimo raggiunto dal dispositivo in un ciclo di carico;
- F è la forza massima raggiunta dal dispositivo in un ciclo di carico;
- E_d è l'energia dissipata da un dispositivo in un ciclo completo di carico, ossia l'area racchiusa dal ciclo di carico in un diagramma forza-spostamento.

C11.9.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

Come descritto nella norma, tali dispositivi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, sostanzialmente indipendente dalla velocità, che può realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con

riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza.

La stabilità del ciclo si riscontra accertando che, fissata l'ampiezza di spostamento, lo scarto tra la rigidezza del secondo ramo di un generico ciclo "*i*", $K_{2(i)}$, e la stessa valutata al terzo ciclo e presa a riferimento, $K_{2(3)}$, sia minore del 10%. Analogamente si dovrà riscontrare che lo scarto tra il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente di un generico ciclo "*i*" e lo stesso valutato al terzo ciclo e preso a riferimento, sia minore del 10% del valore assunto a riferimento.

La rigidezza iniziale si calcola come descritto nel paragrafo relativo ai dispositivi lineari.

Per i dispositivi dotati di ramo di *softening*, è possibile assumere come valore della rigidezza K_1 anche il valore della rigidezza iniziale K_{in}.

C11.9.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso hanno un legame costitutivo che dipende dalla velocità e, in genere, trasmettono soltanto azioni lungo il proprio asse longitudinale. Non essendo dotati di rigidezza elastica, essi vengono utilizzati essenzialmente per aumentare la capacità dissipativa di un sistema di isolamento o, più in generale, del sistema strutturale nel quale vengono inseriti.

L'obbligo di disporre le cerniere sferiche alle due estremità del dispositivo trova giustificazione nell'esigenza di scongiurare che eventuali disallineamenti diano luogo, durante i movimenti causati da un evento sismico, alla nascita di sforzi parassiti che danneggino il dispositivo viscoso compromettendone il funzionamento. La capacità di rotazione delle cerniere sferiche necessaria dovrà essere determinata dal progettista, in relazione agli effetti sia delle azioni di servizio, sia dei movimenti dovuti al terremoto, sia, infine, a possibili imperfezioni nell'installazione. In ogni caso è consigliabile che la capacità di rotazione sia non inferiore a ±2°.

C11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI

Sebbene la validità degli isolatori elastomerici venga verificata sperimentalmente, è comunque opportuno che la loro progettazione rispetti le seguenti limitazioni:

la tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio sia non maggiore di

$$\sigma_s = 1{,}3\ V\ (t_1 + t_2)/(A_r\ t_S),$$

$$\gamma_t \leq 5$$

$$\gamma_S \leq \gamma^*/1{,}5 \leq 2$$

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0.

dove:

t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra t_S è il suo spessore ($t_S \geq$ 2mm), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio $f_{yk.}$

γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

A_r è l' area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come:

$A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_2/D)$ per isolatori circolari di diametro D

$A_r = \min\ [(b_x - d_{rftx} - d_{Ex})\cdot(b_y - d_{rfty} - 0{,}3d_{Ey})\ ,\ (b_x - d_{rftx} - 0{,}3d_{Ex})\cdot(b_y - d_{rfty} - d_{Ey})]$ per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y e per uno spostamento relativo tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y (d_{Ex},d_{Ey})

V_{cr} è il carico critico calcolato come:

$$V_{cr} = G_{din} A_r S_1\ b_{min}/t_e$$

dove:

$b_{min} = \min(b_x, b_y)$ per isolatori rettangolari

$b_{min} =$ D per isolatori circolari.

$\gamma_c = 1{,}5V/(S_1\ G_{din} A_r)$ è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;

$\gamma_s = d_2/t_e$ è la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

$\gamma_\alpha = a^2/2t_i t_e$ è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare

dove:

$a^2=(\alpha_x b_x^2+\alpha_y b_y^2)$, con α_x ed α_y che rappresentano le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y nel caso di un isolatore rettangolare;

$a^2=3\,\alpha D^2/4$ con $\alpha=(\alpha_x^2+\alpha_y^2)^{1/2}$ nel caso di un isolatore circolare

$\gamma_t=\gamma_c+\gamma_s+\gamma_\alpha$ deformazione di taglio totale di progetto;

E_c modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come

$$E_c=(1/(6G_{din}S_1^2)+4/(3E_b))^{-1}$$

dove:

G_{din} modulo di taglio dinamico dell'elastomero;

E_b modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;

d_{rftx}, d_{rfty} spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, *fluage* e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E=\mathrm{Max}\{[(d_{Ex}+d_{rftx})^2+(0{,}3d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2},[(0{,}3d_{Ex}+d_{rftx})^2+(d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2}\}$;

C11.9.7.1 PROVE DI ACCETTAZIONE SUI DISPOSITIVI

Le prove di accettazione hanno la finalità di verificare la corrispondenza tra il comportamento dei dispositivi messi in opera e quelli su cui è stata condotta la caratterizzazione mediante le prove di qualificazione, verificandone la rispondenza progettuale. A tale scopo, tramite i test di accettazione, si determina il valore della rigidezza verticale e del modulo statico di taglio G, da confrontare con i valori emersi nelle prove di qualificazione, al fine di poterne ritenere associabile la caratterizzazione compiuta in qualificazione.

In luogo del modulo di taglio statico G è auspicabile la determinazione del Gdin.

C11.10 MURATURA PORTANTE

C11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA

È opportuno rammentare che la definizione delle categorie degli elementi per muratura è più precisamente descritta nelle norme armonizzate della serie UNI EN 771. La norma ribadisce che gli elementi per muratura portante devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata e recare la Marcatura CE.

C11.10.1.1 PROVE DI ACCETTAZIONE

Il paragrafo ribadisce che gli elementi per muratura portante, indipendentemente dalla Marcatura CE, ovvero da altre qualificazioni nazionali, devono essere accettati dal Direttore dei lavori, secondo quanto previsto nelle NTC.

C11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

La procedura di controllo di accettazione in cantiere prevede il confronto (tramite disuguaglianze) delle resistenze a compressione valutate sui campioni pervenuti in cantiere con la resistenza media a compressione, f_{bm}, fornita dal produttore oppure, nel caso che il fabbricante non abbia dichiarato la resistenza media ma la sola resistenza caratteristica, f_{bk}, con quest'ultima. La valutazione di quest'ultima è funzionale, inoltre, anche all'impiego delle tabelle 11.10.VI, 11.10.VII e 11.10.VIII delle NTC, utili alla stima rispettivamente della resistenza caratteristica a compressione e taglio della muratura.

È opportuno riportare, dunque, alcune indicazioni utili per la valutazione di f_{bk}.

C11.10.1.1.1.1 *Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali*

Si definisce resistenza *caratteristica* quella resistenza al di sotto della quale ci si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza. La resistenza di rottura a compressione di un singolo elemento è data dalla seguente espressione:

$$f_{bi}=N/A$$

in cui:

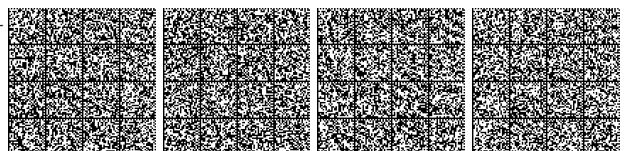
N = carico di rottura applicato in direzione ortogonale al piano di posa;

A = area lorda della sezione normale alla direzione di carico.

Il valore della resistenza caratteristica f_{bk} si ricava dalla formula seguente, applicata ad un numero minimo di 30 elementi:

$$f_{bk}=f_{bm}(1-1{,}64\,\delta)$$

in cui:

f_{bm} = media aritmetica della resistenza dei singoli elementi f_{bi};

$\delta = \frac{s}{f_{bm}}$ = coefficiente di variazione;

s = stima dello scarto quadratico medio;

$s = \sqrt{\frac{\sum_n (f_{bm} - f_{bi})^2}{n-1}}$ (n = numero degli elementi provati)

Il valore della f_{bk} non è accettabile se $\delta > 0.2$

C11.10.1.1.1.2 ***Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura***

La resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (richiamata nel § 7.8.1.2. delle NTC ed ivi contraddistinta dal simbolo $\overline{f_{bk}}$) sarà dedotta da quella media $\overline{f_{bm}}$ mediante la relazione:

$$\overline{f_{bk}} = 0{,}7\ \overline{f_{bm}}$$

in cui la resistenza media $\overline{f_{bm}}$ sarà ricavata da prove su almeno sei campioni.

C11.10.2 MALTE PER MURATURA

La norma fornisce le definizioni generali valide per tutte le malte, quindi al §11.10.2.1, §11.10.2.2, §11.10.2.3 dà informazioni specifiche, rispettivamente, per le malte a prestazione garantita, per le malte a composizione prescritta e per le malte prodotte in cantiere. La norma inoltre ribadisce che le malte per muratura dei primi due tipi devono essere conformi alla pertinente norma europea armonizzata e, nel caso della malta a prestazione garantita, recare la Marcatura CE.

C11.10.2.4 PROVE DI ACCETTAZIONE

La norma ha introdotto l'obbligatorietà delle prove di accettazione in cantiere anche per le malte. Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee, su un numero minimo di provini che varia secondo il tipo di malta (a prestazione garantita, a composizione prescritta, o prodotta in cantiere, in accordo con i §11.10.2.1, §11.10.2.2, §11.10.2.3).La procedura di controllo di accettazione in cantiere prevede che il valore medio delle resistenze a compressione, valutato secondo la metodologia di prova indicata nella corrispondente norma europea armonizzata, sia maggiore o uguale del valore di progetto.

C11.10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

La norma fornisce indicazioni sulla determinazione della resistenza caratteristica della muratura sia a compressione che a taglio.

La determinazione di tali resistenze dovrà essere effettuata per via sperimentale su campioni di muro. In considerazione, tuttavia, della difficoltà ed onerosità di questo tipo di prove, la norma ammette la possibilità di ricavare i valori delle resistenze a compressione e a taglio utilizzando apposite tabelle. In alternativa alla determinazione sperimentale, è anche possibile fare riferimento a quanto riportato al § 3.6 della norma UNI EN 1996-1-1 (Eurocodice 6), integrata dalla relativa Appendice Nazionale.

In ogni caso, le resistenze caratteristiche a compressione e a taglio della muratura richieste dal calcolo dovranno essere indicate nel progetto delle opere.

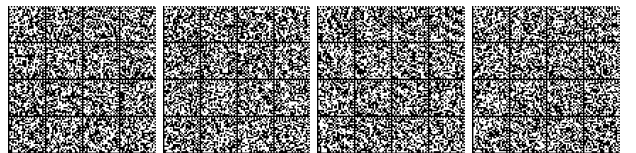
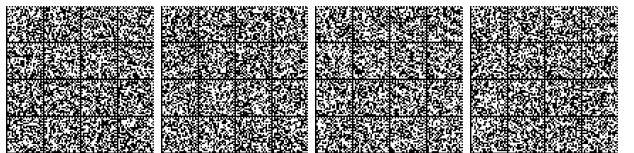
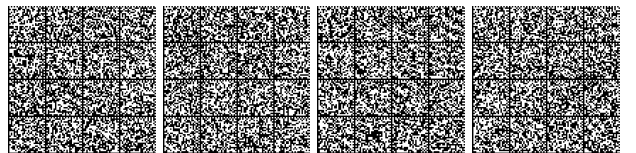
C11.10.3.2 RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI

C11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La norma, per la determinazione sperimentale della resistenza a taglio, ha introdotto l'utilizzo delle prove di scorrimento lungo un giunto (UNI EN 1052-3 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4) o, in alternativa, l'utilizzo di prove di compressione diagonale da eseguirsi secondo modalità indicate in normative di comprovata validità. Va posta attenzione al fatto che, per poter utilizzare il risultato fornito dalle prove, va osservata la modalità di rottura ottenuta, anche a seconda della tipologia di muratura testata, e va verificato che tale modalità, sia coerente con il modello meccanico interpretativo della prova, e con il criterio adottato per la valutazione della resistenza laterale delle pareti (o fasce) in muratura. Le prove di compressione diagonale, inoltre, possono essere utilizzate per valutare il modulo di elasticità tangenziale secante G della muratura.

19A00855

LEONARDO CIRCELLI, *redattore* DELIA CHIARA, *vice redattore*

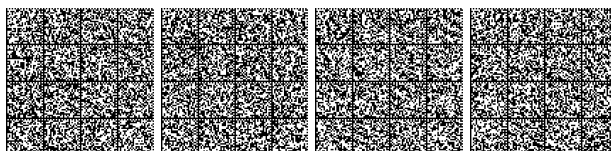
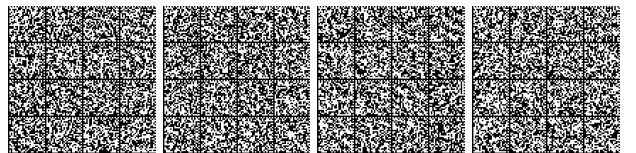
(WI-GU-2019-SON-005) Roma, 2019 - Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A.

MODALITÀ PER LA VENDITA

La «Gazzetta Ufficiale» e tutte le altre pubblicazioni dell'Istituto sono in vendita al pubblico:

- **— presso il punto vendita dell'Istituto in piazza G. Verdi, 1 - 00198 Roma ☎ 06-8549866**
- **— presso le librerie concessionarie riportate nell'elenco consultabile sui siti www.ipzs.it e www.gazzettaufficiale.it**

L'Istituto conserva per la vendita le Gazzette degli ultimi 4 anni fino ad esaurimento. Le richieste per corrispondenza potranno essere inviate a:

Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A.
Vendita Gazzetta Ufficiale
Via Salaria, 691
00138 Roma
fax: 06-8508-3466
e-mail: informazioni@gazzettaufficiale.it

avendo cura di specificare nell'ordine, oltre al fascicolo di GU richiesto, l'indirizzo di spedizione e di fatturazione (se diverso) ed indicando i dati fiscali (codice fiscale e partita IVA, se titolari) obbligatori secondo il DL 223/2007. L'importo della fornitura, maggiorato di un contributo per le spese di spedizione, sarà versato in contanti alla ricezione.

GAZZETTA UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

CANONI DI ABBONAMENTO (salvo conguaglio)
validi a partire dal 1° OTTOBRE 2013

GAZZETTA UFFICIALE - PARTE I (legislativa)

			CANONE DI ABBONAMENTO	
Tipo A	Abbonamento ai fascicoli della serie generale, inclusi tutti i supplementi ordinari:			
	*(di cui spese di spedizione € 257,04)**	- annuale	€	**438,00**
	*(di cui spese di spedizione € 128,52)**	- semestrale	€	**239,00**
Tipo B	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata agli atti dei giudizi davanti alla Corte Costituzionale:			
	*(di cui spese di spedizione € 19,29)**	- annuale	€	**68,00**
	*(di cui spese di spedizione € 9,64)**	- semestrale	€	**43,00**
Tipo C	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata agli atti della UE:			
	*(di cui spese di spedizione € 41,27)**	- annuale	€	**168,00**
	*(di cui spese di spedizione € 20,63)**	- semestrale	€	**91,00**
Tipo D	Abbonamento ai fascicoli della serie destinata alle leggi e regolamenti regionali:			
	*(di cui spese di spedizione € 15,31)**	- annuale	€	**65,00**
	*(di cui spese di spedizione € 7,65)**	- semestrale	€	**40,00**
Tipo E	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata ai concorsi indetti dallo Stato e dalle altre pubbliche amministrazioni:			
	*(di cui spese di spedizione € 50,02)**	- annuale	€	**167,00**
	*(di cui spese di spedizione € 25,01)**	- semestrale	€	**90,00**
Tipo F	Abbonamento ai fascicoli della serie generale, inclusi tutti i supplementi ordinari, e dai fascicoli delle quattro serie speciali:			
	*(di cui spese di spedizione € 383,93)**	- annuale	€	**819,00**
	*(di cui spese di spedizione € 191,46)**	- semestrale	€	**431,00**

N.B.: L'abbonamento alla GURI tipo A ed F comprende gli indici mensili

CONTO RIASSUNTIVO DEL TESORO

Abbonamento annuo (incluse spese di spedizione) € **56,00**

PREZZI DI VENDITA A FASCICOLI
(Oltre le spese di spedizione)

Prezzi di vendita:		
serie generale	€	1,00
serie speciali (escluso concorsi), ogni 16 pagine o frazione	€	1,00
fascicolo serie speciale, concorsi, prezzo unico	€	1,50
supplementi (ordinari e straordinari), ogni 16 pagine o frazione	€	1,00
fascicolo Conto Riassuntivo del Tesoro, prezzo unico	€	6,00

I.V.A. 4% a carico dell'Editore

PARTE I - 5ª SERIE SPECIALE - CONTRATTI PUBBLICI

*(di cui spese di spedizione € 129,11)**	- annuale	€	**302,47**
*(di cui spese di spedizione € 74,42)**	- semestrale	€	**166,36**

GAZZETTA UFFICIALE - PARTE II

*(di cui spese di spedizione € 40,05)**	- annuale	€	**86,72**
*(di cui spese di spedizione € 20,95)**	- semestrale	€	**55,46**

Prezzi di vendita di un fascicolo, ogni 16 pagine o frazione (oltre le spese di spedizione) € 1,01 (€ 0,83 + IVA)

Sulle pubblicazioni della 5ª Serie Speciale e della Parte II viene imposta I.V.A. al 22%.
Si ricorda che, in applicazione della legge 190 del 23 dicembre 2014 articolo 1 comma 629, gli enti dello Stato ivi specificati sono tenuti a versare all'Istituto solo la quota imponibile relativa al canone di abbonamento sottoscritto. Per ulteriori informazioni contattare la casella di posta elettronica abbonamenti@gazzettaufficiale.it.

RACCOLTA UFFICIALE DEGLI ATTI NORMATIVI

Abbonamento annuo		€ **190,00**
Abbonamento annuo per regioni, province e comuni - SCONTO 5%		€ **180,50**
Volume separato (oltre le spese di spedizione)	€ 18,00	

I.V.A. 4% a carico dell'Editore

Per l'estero, i prezzi di vendita (in abbonamento ed a fascicoli separati) anche per le annate arretrate, compresi i fascicoli dei supplementi ordinari e straordinari, devono intendersi raddoppiati. Per il territorio nazionale, i prezzi di vendita dei fascicoli separati, compresi i supplementi ordinari e straordinari, relativi anche ad anni precedenti, devono intendersi raddoppiati. Per intere annate è raddoppiato il prezzo dell'abbonamento in corso. Le spese di spedizione relative alle richieste di invio per corrispondenza di singoli fascicoli vengono stabilite di volta in volta in base alle copie richieste. Eventuali fascicoli non recapitati potranno essere forniti gratuitamente entro 60 giorni dalla data di pubblicazione del fascicolo. Oltre tale periodo questi potranno essere forniti soltanto a pagamento.

N.B. - La spedizione dei fascicoli inizierà entro 15 giorni dall'attivazione da parte dell'Ufficio Abbonamenti Gazzetta Ufficiale.

RESTANO CONFERMATI GLI SCONTI COMMERCIALI APPLICATI AI SOLI COSTI DI ABBONAMENTO

* tariffe postali di cui alla Legge 27 febbraio 2004, n. 46 (G.U. n. 48/2004) per soggetti iscritti al R.O.C.